



TUGAS AKHIR – RC14-1501

**PERENCANAAN ULANG SISTEM DRAINASE  
PERUMAHAN SUKOLILO *PARK REGENCY*  
DI SURABAYA TIMUR**

SHARFINA CINTANTYA PURWANDANI  
NRP. 03111440000014

Dosen Pembimbing  
Dr. techn. Umboro Lasminto S.T., M.Sc.  
Dr. Ir. Edijatno

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2018



TUGAS AKHIR – RC14-1501

**PERENCANAAN ULANG SISTEM DRAINASE  
PERUMAHAN SUKOLILO *PARK REGENCY*  
DI SURABAYA TIMUR**

SHARFINA CINTANTYA PURWANDANI  
NRP. 03111440000014

Dosen Pembimbing  
Dr. techn. Umboro Lasminto S.T., M.Sc.  
Dr. Ir. Edijatno

DEPRTEMEN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumian  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2018

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



FINAL PROJECT– RC14-1501

**REDESIGN OF SUKOLILO PARK REGENCY'S  
DRAINAGE SYSTEM IN EAST SURABAYA**

SHARFINA CINTANTYA PURWANDANI  
NRP. 03111440000014

Supervisor  
Dr. techn. Umboro Lasminto S.T., M.Sc.  
Dr. Ir. Edijatno

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING  
Faculty of Civil, Environmental, and Geo Engineering  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2018

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

**PERENCANAAN ULANG SISTEM DRAINASE  
PERUMAHAN SUKOLILO PARK REGENCY  
DI SURABAYA TIMUR**

**TUGAS AKHIR**

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
pada  
Program Studi S-1 Reguler Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

**SHARFINA CINTANTYA PURWANDANI**

NRP. 031111440000014

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. Dr.techn. Umbara Lasminto, ST, MSc (Pembimbing I)
2. Dr. Ir. Edijatno (Pembimbing II)



**SURABAYA  
JULI, 2018**

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

# **PERENCANAAN ULANG SISTEM DRAINASE PERUMAHAN SUKOLILO PARK REGENCY DI SURABAYA TIMUR**

**Nama Mahasiswa : Sharfina Cintantya Purwandani**  
**NRP : 03111440000014**  
**Jurusan : Teknik Sipil FTSLK-ITS**  
**Dosen Pembimbing : Dr. techn. Umboro Lasminto**  
**S.T., M.Sc**  
**Dr. Ir. Edijatno**

## **Abstrak**

*Perumahan merupakan salah satu contoh pertumbuhan fisik yang menjadi kebutuhan papan manusia. Akses jalan yang semakin baik di wilayah Surabaya Timur, membuat pengembang properti mendirikan Perumahan Sukolilo Park Regency. Perubahan tata guna lahan yang sebelumnya merupakan daerah tambak dan kondisi drainase yang kurang memadai mengakibatkan di lokasi studi masih terjadi banjir. Untuk mengatasi permasalahan tersebut, perlu dilakukan perencanaan ulang sistem drainase dengan cara mengevaluasi saluran eksisting.*

*Analisis yang dilakukan dalam pengerjaan tugas akhir ini yaitu analisis hidrologi untuk mendapatkan debit banjir rencana dan analisis hidrolika untuk mengevaluasi debit saluran eksisting dengan debit rencana. Untuk menghitung curah hujan rencana menggunakan metode distribusi Normal, Log Normal, Log Pearson III, dan Gumbel. Hasil pengolahan data hujan diperoleh metode uji parameter terpilih yaitu Distribusi Normal dengan besarnya curah hujan 5 tahun sebesar 127,981 mm. Setelah dilakukan kontrol kapasitas, saluran eksisting tidak mampu mengalirkan debit banjir rencana sehingga direncanakan penampang baru serta analisis kolam tampung dan pompa air.*

*Berdasarkan hasil analisis hidrologi, didapatkan curah hujan rencana periode ulang 5 tahun sebesar 127,981 mm. Kapasitas saluran eksisting tidak mampu mengalirkan debit*



*banjir rencana sehingga direncanakan penampang baru menggunakan U-ditch. Dimensi terbesar U-ditch untuk saluran tersier 1,0 meter x 1,2 meter sedangkan untuk saluran sekunder 1,0 meter x 1,2 meter. Dimensi kolam tampung eksisting 50,35 meter x 175,5 meter dengan kedalaman 1,38 meter. Pengoperasian kolam tampung direncanakan dilengkapi pintu air dan pompa berkapasitas 0,139 m<sup>3</sup>/detik dan 0,100 m<sup>3</sup>/detik. Dengan demikian masalah banjir yang terjadi dapat diselesaikan.*

***Kata kunci: Banjir, Drainase, Kolam Tampung, Sukolilo Park Regency***

## **REDESIGN OF SUKOLILO PARK REGENCY'S DRAINAGE SYSTEM IN EAST SURABAYA**

**Name** : Sharfina Cintantya Purwandani  
**NRP** : 03111440000014  
**Department** : Civil Engineering FTSLK-ITS  
**Supervisor** : Dr. techn. Umboro Lasminto  
S.T., M.Sc  
Dr. Ir. Edijatno

### **Abstract**

*Regency is a physical proof of development that comply one of human basic needs. The improvement of road access in East Surabaya area makes property developers built Sukolilo Park Regency. Alteration of the land function that formerly used as pond area into housing and inadequate drainage conditions makes the study location still gets flooded. To overcome these problems, it is necessary to redesign the drainage system by evaluating the existing channel.*

*The analysis conducted in this final project is hydrology analysis to get flood discharge plan and hydraulic analysis to evaluate between existing channel discharge and discharge plan. To calculate rainfall plan using Normal method, Log Normal, Log Pearson III, and Gumbel. The results of rain data processing obtained by the selected parameters test method is Normal method with 5 years of rainfall 127.981 mm. Thus, after conducting capacity control, the results show that the existing channels are unable to drain flood discharge plan so new channels will be planned along with the analysis of pond and water pump.*

*Based on the results of the hydrology analysis, the rainfall plan with a 5 year period is 127.981 mm. The existing channel capacity is not able to drain flood discharge plan so new channels using U-ditch are planned. The largest U-ditch dimension for tertiary channels is 1.0 meters x 1.2 meters while for the secondary channels is 1.0 meters x 1.2 meters. Dimensions of existing pond is 50.35 meters x 175.5 meters with a depth of*

*1.38 meters. The operation of the pond is planned using flood gates and pumps with a capacity of 0.139 m<sup>3</sup>/sec and 0.100 m<sup>3</sup>/sec. Therefore, the flood problem can be solved.*

***Keywords: Flood, Drainage, Pond, Sukolilo Park Regency***

## KATA PENGANTAR

Segala puji dan syukur penulis panjatkan kepada Allah Subhanahu wa Ta'ala atas segala rahmat-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan laporan tugas akhir dengan judul *Perencanaan Ulang Sistem Drainase Perumahan Sukolilo Park Regency* di Surabaya Timur tepat pada waktunya.

Penulis menyadari bahwa laporan tugas akhir ini tidak akan mampu diselesaikan tanpa arahan, bantuan, bimbingan serta dukungan dari berbagai pihak. Untuk itu, penulis mengucapkan terima kasih kepada:

1. Orang tua saya, Ibu Iswinarni dan Bapak Joko Purwanto yang tiada hentinya selalu mendukung dan mendoakan selama ini.
2. Bapak Dr. techn. Umboro Lasminto, S.T., M. Sc., dan Bapak Dr. Ir. Edijatno selaku dosen pembimbing yang telah memberikan arahan dan membagikan ilmunya dalam penyusunan tugas akhir ini.
3. Ibu Yudhi Lastiasih, ST. MT. selaku dosen wali yang telah membimbing penulis selama perkuliahan.
4. DPU Pengairan Balai Pengolahan Sumberdaya Air Wilayah Sungai Buntung Peketingan Surabaya yang berkenan memberikan data-data penunjang
5. Teman-teman seperjuangan drainase (Tyas dan Fikri) yang bersama-sama melewati drama tugas akhir serta membantu dalam penyelesaian tugas akhir ini.
6. Muhammad Adnan atas bantuan dan dukungannya
7. Anggi dan Amal yang membantu masalah teknis penulis
8. Angkatan saya, S-57 tersayang yang telah memberikan arti kekeluargaan dan bantuan selama penulis menyelesaikan studi di Departemen Teknik Sipil ITS.
9. Divisi Citra 2012, 2013, dan 2015 atas bantuan dan pengalaman hidup semasa perkuliahan ini.
10. Senior S56++ yang telah membantu penulis dalam akademik selama perkuliahan.

Penulis menyadari bahwa tugas akhir ini masih jauh dari kesempurnaan. Oleh karena itu, kritik dan saran yang

membangun sangat penulis harapkan demi kesempurnaan tugas akhir ini.

Akhir kata penulis mengharapkan, semoga tugas akhir ini dapat memenuhi harapan dan bermanfaat, khususnya mahasiswa teknik sipil.

Surabaya, Juli 2018

Penulis

## DAFTAR ISI

<b>HALAMAN PENGESAHAN .....</b>	<b>v</b>
<b>Abstrak .....</b>	<b>vii</b>
<b>Abstract .....</b>	<b>ix</b>
<b>KATA PENGANTAR .....</b>	<b>xi</b>
<b>DAFTAR ISI.....</b>	<b>xiii</b>
<b>DAFTAR GAMBAR .....</b>	<b>xvii</b>
<b>DAFTAR TABEL.....</b>	<b>xix</b>
<b>BAB I PENDAHULUAN .....</b>	<b>1</b>
1.1. Latar Belakang .....	1
1.2. Rumusan Masalah .....	2
1.3. Batasan Masalah.....	2
1.4. Tujuan.....	3
1.5. Manfaat.....	3
1.6. Lokasi Studi.....	3
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA .....</b>	<b>5</b>
2.1. Analisis Hidrologi .....	5
2.1.1. Penentuan Hujan Wilayah .....	5
2.1.2. Analisis Hujan Rencana.....	8
2.1.3. Analisis Debit Banjir .....	25
2.2. Analisis Hidrolika .....	30
2.2.1. Perencanaan Saluran Drainase .....	31
2.2.2. Analisis Kolam Tampung .....	35
2.2.3. Pompa Air .....	41
2.2.4. Pintu Air .....	42
<b>BAB III METODOLOGI .....</b>	<b>45</b>
3.1. Umum.....	45
3.2. Tahap Persiapan .....	45

3.2.1.	Studi Lapangan .....	45
3.2.2.	Studi Literatur .....	45
3.3.	Pengumpulan Data.....	46
3.4.	Tahap Analisis dan Perhitungan .....	46
3.5.	Kesimpulan.....	48
<b>BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN.....</b>		<b>51</b>
4.1.	Analisis Hidrologi .....	51
4.1.1.	Penentuan Hujan Wilayah.....	51
4.1.2.	Analisis Curah Hujan Maksimum Harian Rencana. ....	54
4.1.3.	Uji Kecocokan Distribusi .....	68
4.1.3.3.	Kesimpulan Hasil Analisis .....	86
4.1.3.4.	Perhitungan Curah Hujan Periode Ulang .....	86
4.1.4.	Analisis Debit Banjir Rencana (Q) .....	87
4.2.	Analisis Hidrolika.....	115
4.2.1.	Perhitungan Kapasitas Saluran Eksisting .....	115
4.2.2.	Elevasi Saluran Eksisting .....	118
4.2.3.	Evaluasi Kondisi Saluran .....	121
4.3.	Analisis Hidrolika Tahap Perencanaan.....	127
4.3.1.	Perencanaan Saluran Baru.....	127
4.3.2.	Evaluasi Saluran Baru.....	131
4.3.3.	Elevasi Rencana Saluran Baru.....	134
4.3.4.	Analisis Kolam Tampung.....	141
4.3.5.	Analisis Pompa Air .....	149
4.3.6.	Perencanaan Pintu Air .....	153
4.3.7.	Analisis <i>Backwater</i> .....	157
<b>BAB V KESIMPULAN.....</b>		<b>163</b>
5.1.	Kesimpulan.....	163

5.2.     Saran.....	164
<b>DAFTAR PUSTAKA .....</b>	<b>165</b>
<b>LAMPIRAN.....</b>	<b>167</b>
<b>BIODATA PENULIS.....</b>	<b>207</b>



“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Peta Lokasi Perencanaan .....	4
Gambar 1. 2 Layout Perumahan Sukolilo <i>Park Regency</i> .....	4
Gambar 2. 1 Contoh Poligon Thiessen.....	7
Gambar 2. 2 Sket Penampang Persegi.....	31
Gambar 2. 3 Sket Penampang U-ditch .....	32
Gambar 2. 4 Pemakaian Proses Kombinasi Pada Hidrograf Satuan .....	38
Gambar 2. 5 Grafik Cara Pengoperasian.....	39
Gambar 2. 6 Contoh Perhitungan Volume Tampungan dengan Cara Pengoperasian .....	40
Gambar 2. 7 Grafik Cara Lengkung “S” .....	41
Gambar 2. 8 Contoh Perhitungan Volume Tampungan Cara Lengkung “S” .....	41
Gambar 3. 1 Diagram Alir Kegiatan Penyusunan Tugas Akhir ..	49
Gambar 4. 1 Letak Stasiun Hujan Kota Surabaya .....	51
Gambar 4. 2 Hasil Metode Poligon Thiessen.....	52
Gambar 4. 3 Ilustrasi Nilai $t_0$ dari Perumahan.....	92
Gambar 4. 4 Sket Penampang Penampang Saluran U-ditch .....	128
Gambar 4. 5 Potongan Melintang U-ditch .....	135
Gambar 4. 6 Sket Potongan Melintang Kolam Tampung .....	141
Gambar 4. 7 Sket <i>Inflow</i> Kolam Tampung.....	143
Gambar 4. 8 Grafik Hidrograf Superposisi Kolam Tampung ...	145
Gambar 4. 9 Grafik Pengoperasian Pompa Kapasitas 0,139 m <sup>3</sup> /s dan 0,100 m <sup>3</sup> /s .....	151
Gambar 4. 10 Grafik Volume <i>Inflow</i> dengan Volume <i>Outflow</i> di Kolam Tampung.....	151
Gambar 4. 11 Sketsa <i>Backwater</i> pada Hilir Saluran .....	157

## DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Pemilihan Metode Hujan Rata-Rata Berdasarkan Jaring-Jaring Stasiun Hujan .....	6
Tabel 2. 2 Pemilihan Metode Hujan Rata-Rata Berdasarkan Luas DAS.....	6
Tabel 2. 3 Pemilihan Metode Hujan Rata-Rata Berdasarkan Topografi DAS.....	6
Tabel 2. 4 Periode Ulang (Tahun) untuk Perencanaan Saluran Kota dan Bangunannya .....	8
Tabel 2. 5 Nilai Variabel Reduksi Gauss .....	11
Tabel 2. 6 Nilai Reduced Variate (YTr).....	13
Tabel 2. 7 Nilai Reduced Mean (Yn) .....	14
Tabel 2. 8 Nilai Reduced Standard Deviation (Sn) .....	14
Tabel 2. 9 Nilai K Distribusi Log Pearson Tipe III.....	16
Tabel 2. 10 Pemilihan Jenis Distribusi .....	18
Tabel 2. 11 Nilai Kritis untuk Uji Chi-Kuadrat.....	20
Tabel 2. 12 Probabilitas Kumulatif F(t) Distribusi Normal.....	22
Tabel 2. 13 Nilai Kritis Do untuk Uji Smirnov-Kolmogorov .....	25
Tabel 2. 14 Koefisien Limpasan untuk Metode Rasional (dari Mc. Guen, 1989).....	26
Tabel 2. 15 Harga Koefisien Hambatan, $n_d$ .....	28
Tabel 2. 16 Kriteria Desain Hidrologi Sistem Drainase Perkotaan .....	30
Tabel 2. 17 Tinggi Jagaan untuk Saluran Pasangan .....	33
Tabel 2. 18 Tipikal Harga Koefisien Kekasaran Manning (n) ....	34
Tabel 2. 19 Kecepatan Maksimum Aliran.....	35
Tabel 4. 1 Data Curah Hujan Harian Maksimum Stasiun Keputih Kota Surabaya .....	53
Tabel 4. 2 Periode Ulang (Tahun) untuk Perencanaan Saluran Kota dan Bangunannya .....	54
Tabel 4. 3 Rekapitulasi Perhitungan Parameter Statistik untuk Distribusi Normal, Distribusi Gumbel dan Distribusi Pearson III .....	57

Tabel 4. 4 Rekapitulasi Perhitungan Parameter Statistik untuk Distribusi Log Normal dan Distribusi Log Pearson III .....	60
Tabel 4. 5 Hubungan <i>Reduced Mean</i> ( $Y_n$ ) dan Jumlah Data ( $n$ ).....	63
Tabel 4. 6 Hubungan Reduced Standard Deviation ( $S_n$ ) dan Jumlah Data ( $n$ ) .....	63
Tabel 4. 7 Syarat Parameter Statistik.....	67
Tabel 4. 8 Rekapitulasi $C_s$ dan $C_k$ Perhitungan Distribusi .....	67
Tabel 4. 9 Rekapitulasi Perhitungan Uji Chi Kuadrat untuk Distribusi Normal .....	72
Tabel 4. 10 Hasil Perhitungan Interpolasi Nilai $K$ untuk $C_s = \dots$	74
Tabel 4. 11 Rekapitulasi Perhitungan Uji Chi Kuadrat untuk Distribusi Log Pearson III .....	76
Tabel 4. 12 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Uji Smirnov – Kolmogorov untuk Distribusi Normal.....	80
Tabel 4. 13 Rekapitulasi Perhitungan Uji Smirnov – Kolmogorov Distribusi Log Pearson Tipe III.....	84
Tabel 4. 14 Kesimpulan Uji Kecocokan.....	86
Tabel 4. 15 Rekapitulasi Perhitungan Cgabungan Saluran .....	89
Tabel 4. 16 Rekapitulasi Estimasi Nilai $t_0$ .....	94
Tabel 4. 17 Rekapitulasi Estimasi Nilai $t_f$ .....	103
Tabel 4. 18 Rekapitulasi Perhitungan $t_c$ .....	107
Tabel 4. 19 Rekapitulasi Perhitungan Intensitas Hujan ( $I$ ).....	109
Tabel 4. 20 Rekapitulasi Perhitungan Debit Banjir ( $Q$ ) .....	112
Tabel 4. 21 Rekapitulasi Perhitungan $Q_{hidrolika}$ Saluran Eksisting .....	116
Tabel 4. 22 Elevasi Saluran Eksisting Perumahan Sukolilo <i>Park Regency</i> .....	119
Tabel 4. 23 Perbandingan Debit Rencana Saluran ( $Q_{hidrologi}$ ) dengan Debit Eksisting ( $Q_{hidrolika}$ ) .....	122
Tabel 4. 24 Evaluasi Elevasi Saluran Eksisting Perumahan Sukolilo <i>Park Regency</i> .....	124
Tabel 4. 25 Rekapitulasi Perhitungan $Q_{hidrolika}$ Saluran Menggunakan U-ditch .....	129
Tabel 4. 26 Perbandingan Debit Rencana Saluran ( $Q_{hidrologi}$ ) dengan Debit Saluran Baru ( $Q_{hidrolika}$ U-Ditch) .....	131

Tabel 4. 27 Elevasi Rencana Saluran Baru Sukolilo <i>Park Regency</i> .....	136
Tabel 4. 28 Evaluasi Elevasi Saluran Baru Perumahan Sukolilo <i>Park Regency</i> .....	138
Tabel 4. 29 Tinggi Hujan pada Jam ke-t .....	142
Tabel 4. 30 Perhitungan Debit <i>Inflow</i> Kolam Tampung .....	144
Tabel 4. 31 Perhitungan Volume <i>Inflow</i> Kolam Tampung .....	146
Tabel 4. 32 Perhitungan Volume Kolam Tampung Tanpa Pompa .....	148
Tabel 4. 33 Rekapitulasi Perhitungan Volume Tampungan dengan Pompa.....	150
Tabel 4. 34 Perhitungan Pengoperasian Pompa .....	152

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1. Latar Belakang**

Kota Surabaya merupakan ibu kota Provinsi Jawa Timur yang dikenal sebagai Kota Pahlawan, salah satu kota metropolitan terbesar kedua di Indonesia setelah Kota Jakarta. Kota Surabaya sendiri terbagi menjadi empat teritorial yaitu Surabaya Barat, Surabaya Selatan, Surabaya Timur, dan Surabaya Tengah. Dengan jumlah penduduk metropolisnya yang hampir tiga juta jiwa, hal ini berpengaruh terhadap kebutuhan tempat tinggal yang meningkat seperti perumahan. Berdasarkan survei Colliers Indonesia, Surabaya Timur merupakan teritorial dengan jumlah properti terbanyak yakni 47 persen, Surabaya Barat dengan 36 persen, dan 5.000 unit apartemen di teritorial Surabaya Tengah dan Selatan. Dengan akses jalan yang semakin baik di wilayah Surabaya Timur, tidak heran jika pengembang properti mulai membangun hunian baru di sana.

Berbagai potensi daerah serta dukungan sumber daya manusia yang memadai, maka dalam perkembangan wilayah Surabaya Timur mampu menjadi salah satu daerah strategis bagi developer untuk mendirikan Perumahan Sukolilo *Park Regency*. Perumahan ini merupakan salah satu contoh pertumbuhan fisik yang menjadi kebutuhan papan manusia. Pembangunan Perumahan Sukolilo *Park Regency* mempengaruhi perubahan tata guna lahan yang sebelumnya merupakan daerah tambak menjadi perumahan. Akibat perubahan tata guna lahan tersebut, saat musim penghujan dengan intensitas hujan yang tinggi dan pasang terjadi, kapasitas saluran eksisting tidak mampu menampung debit yang mengalir sehingga masih terjadi banjir. Untuk sistem drainase perumahan ini dialirkan menuju saluran pembuang sementara yaitu tambak. Terjadinya banjir di lokasi studi apabila dibiarkan terus menerus akan mengganggu aktivitas penduduk Perumahan Sukolilo *Park Regency*.

Pemerintah Kota Surabaya sebenarnya telah berusaha mengurangi banjir di Surabaya secara menyeluruh salah satunya dengan *Surabaya Drainage Master Plan* (SDMP), namun hasil dari usaha tersebut diduga belum sepenuhnya optimal. Hal tersebut terjadi akibat perubahan alih fungsi lahan menjadi daerah pemukiman dan pusat kegiatan ekonomi lainnya sehingga masalah banjir di Kota Surabaya secara umum belum teratasi. Melihat kondisi di Perumahan Sukolilo *Park Regency*, perlu dilakukan perencanaan ulang sistem drainase yang baik agar kondisi banjir yang terjadi dapat diatasi. Namun, data mengenai saluran pembuang sementara yang kurang lengkap menjadi salah satu kendala dalam perencanaan ulang ini. Dalam pengerjaan tugas akhir, selain merencanakan ulang sistem drainase lokasi studi juga merencanakan pengoperasian kolam tampung yang dilengkapi pintu air dan pompa sehingga dengan adanya perencanaan ini diharapkan dapat meminimalisir terjadinya banjir yang terjadi.

### **1.2. Rumusan Masalah**

Berdasarkan latar belakang diatas maka dapat dirumuskan permasalahan sebagai berikut :

1. Bagaimana kondisi eksisting sistem drainase Perumahan Sukolilo *Park Regency*?
2. Berapa debit banjir rencana sistem drainase Perumahan Sukolilo *Park Regency*?
3. Berapakah kebutuhan dimensi saluran drainase untuk dapat menerima debit limpasan di dalam kawasan ?
4. Bagaimana operasional kolam tampung pada kawasan tersebut?

### **1.3. Batasan Masalah**

Untuk menghindari adanya penyimpangan pembahasan dalam tugas akhir ini maka dibuatlah suatu batasan dalam perencanaannya. Adapun batasan-batasan masalah yang dipakai dalam tugas akhir ini antara lain :

1. Studi ini hanya meninjau perencanaan drainase Perumahan Sukolilo *Park Regency*
2. Perencanaan sistem drainase hanya memperhitungkan debit akibat air hujan dan tidak meninjau air buangan limbah rumah tangga.
3. Tidak memperhitungkan biaya pembangunan sistem drainase.
4. Tidak memperhitungkan kekuatan struktur.

#### **1.4. Tujuan**

Dengan rumusan masalah tersebut, maka tujuan yang diharapkan tercapai adalah sebagai berikut :

1. Mengetahui kondisi eksisting saluran Perumahan Sukolilo *Park Regency*
2. Menghitung debit banjir rencana sistem drainase Perumahan Sukolilo *Park Regency*
3. Menghitung dimensi saluran drainase yang diperlukan untuk penanganan banjir di saluran Perumahan Sukolilo *Park Regency*
4. Merencanakan operasional kolam tampung di Perumahan Sukolilo *Park Regency*

#### **1.5. Manfaat**

Manfaat yang dapat diperoleh dari tugas akhir ini adalah :

1. Menjadikan Perumahan Sukolilo *Park Regency* bebas dari banjir sehingga aktivitas di lokasi tersebut tidak terhambat.
2. Memberikan gambaran kepada pihak terkait berupa perencanaan sistem drainase di Perumahan Sukolilo *Park Regency* sehingga mempermudah pihak terkait jika suatu saat melakukan perbaikan sistem drainase di perumahan tersebut.

#### **1.6. Lokasi Studi**

Studi ini dilakukan di Perumahan Sukolilo *Park Regency*, Surabaya Timur. Sketsa peta situasi lokasi Perumahan Sukolilo *Park Regency* tersebut dapat dilihat pada Gambar 1.1. dan *layout* kawasan pada Gambar 1.2.





Gambar 1. 1 Peta Lokasi Perencanaan  
(Sumber : Google Earth)

Untuk merencanakan sistem drainase dalam kawasan di perlukan *layout*. *Layout* dapat dilihat pada Gambar 1.2.



Gambar 1. 2 *Layout* Perumahan Sukolilo Park Regency  
(Sumber : peta.bpn.go.id)

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1. Analisis Hidrologi**

Analisis hidrologi bertujuan untuk mengetahui besar dari debit banjir rencana dengan periode ulang tertentu ( $Q_{th}$ ). Data yang digunakan dalam perhitungan ini yaitu data curah hujan.

##### **2.1.1. Penentuan Hujan Wilayah**

Perhitungan analisis hidrologi sering diperlukan untuk menentukan hujan rerata pada daerah yang terdapat lebih dari satu stasiun pengukuran yang ditempatkan secara terpencar dan hujan yang tercatat di masing-masing stasiun dapat tidak sama. Ada tiga cara untuk menentukan curah hujan rata-rata yaitu Metode Aritmatik, Metode Poligon Thiessen, dan Metode Isohyet. Dari ketiga metode tersebut hanya dua cara pertama yang paling sering digunakan di Indonesia karena kesederhanaannya yaitu Metode Aritmatik dan Metode Poligon Thiessen, selain itu cara ketiga yaitu Metode Isohyet merupakan cara rasional yang terbaik jika garis-garis isohyet dapat digambar dengan teliti. Akan tetapi jika titik-titik pengamatan itu banyak dan variasi curah hujan di daerah yang bersangkutan besar, maka pada pembuatan peta isohyet ini akan terdapat kesalahan pribadi (*individual error*) oleh pembuat peta.

Penentuan hujan wilayah pada tugas akhir ini menggunakan Metode Poligon Thiessen. Pemilihan metode ini dengan mempertimbangkan tiga faktor berikut:

1. Jaring-jaring stasiun hujan dalam DAS
2. Luas DAS
3. Topografi DAS

Pemilihan metode hujan rata-rata selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 2.1, Tabel 2.2, dan Tabel 2.3.

Tabel 2. 1 Pemilihan Metode Hujan Rata-Rata Berdasarkan Jaring-Jaring Stasiun Hujan

<b>Kondisi Jaring-Jaring Stasiun Hujan</b>	<b>Metode yang Cocok</b>
Jumlah stasiun hujan cukup	Metode Isohyet, Thiessen atau rata-rata aljabar dapat dipakai
Jumlah stasiun hujan terbatas	Metode rata-rata aljabar atau Thiessen
Stasiun hujan tunggal	Metode hujan titik

Tabel 2. 2 Pemilihan Metode Hujan Rata-Rata Berdasarkan Luas DAS

<b>Luas DAS</b>	<b>Metode yang Cocok</b>
DAS besar ( $>5000 \text{ km}^2$ )	Metode Isohyet
DAS sedang ( $500 - 5000 \text{ km}^2$ )	Metode Thiessen
DAS kecil ( $<500 \text{ km}^2$ )	Metode Rata-Rata Aljabar

Tabel 2. 3 Pemilihan Metode Hujan Rata-Rata Berdasarkan Topografi DAS

<b>Topografi DAS</b>	<b>Metode yang Cocok</b>
Pegunungan	Metode Rata-Rata Aljabar
Dataran	Metode Thiessen
Berbukit tidak beraturan	Metode Isohyet

(Sumber: UIGM, 2017)

Berdasarkan tabel diatas, Metode Poligon Thiessen digunakan pada tugas akhir ini karena jumlah stasiun hujan terbatas dan topografi DAS terletak di daerah dataran.

Data curah hujan yang digunakan dalam rencana pengerjaan tugas akhir ini berdasarkan data dari stasiun hujan yang berpengaruh pada lokasi studi.

Perhitungan hujan rata-rata Metode Poligon Thiessen dilakukan dengan cara sebagai berikut :

1. Mengambil peta lokasi stasiun hujan di suatu DAS

2. Menghubungkan garis antar stasiun satu dan lainnya dengan garis terputus hingga membentuk segitiga-segitiga
3. Membuat garis berat kedua garis, yaitu garis yang membagi dua sama persis dan tegak lurus garis
4. Menghubungkan ketiga garis berat dari segi tiga sehingga membuat titik berat akan membentuk poligon mengelilingi tiap stasiun. Ilustrasi Poligon Thiessen dapat dilihat Gambar 2.1.
5. Luas tiap poligon diukur dan kemudian dikalikan dengan kedalaman hujan di stasiun yang berada di dalam poligon.
6. Jumlah dari hitungan pada nomor 5 untuk semua stasiun dibagi dengan luas daerah yang ditinjau menghasilkan hujan rata-rata pada suatu daerah aliran sungai dapat dirumuskan:

$$P = \frac{(A_1P_1) + (A_2P_2) + (A_3P_3) + \dots + (A_nP_n)}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_n} \dots\dots\dots \text{Pers. 2.1}$$

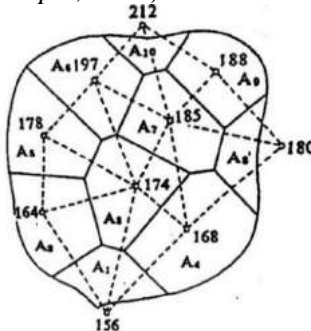
Dimana :

$P$  = tinggi hujan rata-rata wilayah (mm)

$P_1, P_2, P_3, \dots, P_n$  = tinggi hujan masing-masing stasiun (mm)

$A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$  = luas sub-area yang mewakili masing-masing stasiun hujan ( $\text{km}^2$ ).

(Sumber : Suripin, 2004)



Gambar 2. 1 Contoh Poligon Thiessen

(Sumber : Wesli, 2008)

### 2.1.2. Analisis Hujan Rencana

Analisis hujan rencana menggunakan hujan harian maksimum untuk menghitung intensitas hujan, selanjutnya intensitas ini digunakan untuk mengestimasi debit rencana. Dalam ilmu statistik, dikenal beberapa macam distribusi frekuensi, akan tetapi dalam bidang hidrologi ada empat jenis distribusi yang banyak digunakan, yaitu:

1. Metode Distribusi Normal
2. Metode Distribusi Log Normal
3. Metode Distribusi Log Pearson III
4. Metode Distribusi Gumbel

Untuk merencanakan saluran drainase periode ulang (*return period*) yang digunakan tergantung dari fungsi saluran. Periode ulang rencana ini menandakan tingkat layanan dari sistem drainase yang direncanakan. Untuk daerah permukiman umumnya dipilih hujan rencana dengan periode ulang 1,25-15 tahun (Lasminto, 2015).

Periode ulang (tahun) untuk perencanaan saluran kota dapat dilihat pada Tabel 2.4 berikut.

Tabel 2. 4 Periode Ulang (Tahun) untuk Perencanaan Saluran Kota dan Bangunannya

No.	Distribusi	PUH (Tahun)
1	Saluran Mikro Pada Daerah	
	Lahan rumah, taman, kebun, kuburan, lahan tak terbangun	2
	Kesibukan dan perkantoran	5
	Perindustrian	
	Ringan	5
	Menengah	10
	Berat	25
	Super berat/proteksi negara	50
2	Saluran Tersier	
	Resiko Kecil	2
	Resiko Besar	5
3	Saluran Sekunder	

Lanjutan Tabel 2. 4 Periode Ulang (Tahun) untuk Perencanaan Saluran Kota dan Bangunannya

No.	Distribusi	PUH (Tahun)
	Tanpa Resiko	2
	Resiko Kecil	5
	Resiko Besar	10
4	Saluran Primer (Induk)	
	Resiko Kecil	10
	Resiko Besar	25
	Atau :	
	Luas DAS (25-50) Ha	5
	Luas DAS (50-100) Ha	(5-10)
	Luas DAS (100-1300) Ha	(10-25)
	Luas DAS (1300-6500) Ha	(25-50)
5	Pengendali Banjir Makro	100
6	Gorong-gorong	
	Jalan Raya Biasa	10
	Jalan By Pass	25
	Jalan Ways	50
7	Saluran Tepian	
	Jalan Raya Biasa	5-10
	Jalan By Pass	10-25
	Jalan Ways	25-50

(Sumber : Suripin, 2004)

### 2.1.2.1. Analisis Distribusi Frekuensi

Analisis frekuensi data hidrologi bertujuan untuk mencari hubungan dari besarnya kejadian ekstrim (curah hujan maksimum harian) terhadap frekuensi kejadian dengan menggunakan distribusi probabilitas. Pada tugas akhir ini digunakan beberapa metode untuk memperkirakan curah hujan dengan periode ulang tertentu, yaitu :

#### a. Metode Distribusi Normal

Distribusi normal disebut juga distribusi Gauss. Langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut:

Distribusi normal disebut juga distribusi Gauss.

Langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Menyusun data curah hujan dari dengan nilai terbesar hingga terkecil.
2. Menghitung harga rata-rata curah hujan menggunakan rumus berikut:

$$\bar{X} = \frac{X_1 + X_2 + \dots + X_n}{n} \text{ atau } \bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \dots\dots\dots \text{Pers. 2.2}$$

3. Menghitung kuadrat dari selisih curah hujan dengan curah hujan rata-rata dengan rumus berikut:  
( $x - \bar{X}^2$ ).....Pers. 2.3

4. Menghitung standar deviasi data hujan. Rumus yang digunakan sebagai berikut :

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2} \dots\dots\dots \text{Pers. 2.4}$$

5. Menghitung harga koefisien variasi data hujan dengan rumus :

$$C_v = \frac{s}{\bar{x}} \dots\dots\dots \text{Pers. 2.5}$$

6. Menghitung harga koefisien kemencengan (*skewness*) data hujan menggunakan rumus :

$$Cs = \frac{n}{(n-1)(n-2)s^3} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3 \dots\dots\dots \text{Pers. 2.6}$$

7. Menghitung harga koefisien kortusis (keruncingan) data hujan dengan rumus :

$$Ck = \frac{n}{(n-1)(n-2)(n-3)s^4} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^4 \dots\dots\dots \text{Pers. 2.7}$$

Dalam perhitungan hujan rencana distribusi normal menggunakan rumus :

$$X_T = \bar{X} + K_T x S \dots\dots\dots \text{Pers. 2.8}$$

Dimana :

$$K_T = \frac{X_T - \bar{X}}{s} \dots\dots\dots \text{Pers. 2.9}$$

Keterangan :

$X_T$  = Perkiraan nilai yang diharapkan terjadi  
dengan periode ulang T-tahunan

$\bar{X}$  = Nilai rata-rata

S = Standar deviasi

$K_T$  = Faktor frekuensi, merupakan fungsi dari peluang atau periode ulang dan tipe model matematik distribusi peluang yang digunakan untuk analisis peluang

Nilai faktor frekuensi  $K_T$  umumnya sudah tersedia dalam tabel untuk mempermudah perhitungan, seperti ditunjukan dalam Tabel 2.5, yang umum disebut sebagai tabel nilai variable reduksi Gauss (*variable reduced gauss*).

Tabel 2. 5 Nilai Variabel Reduksi Gauss

No	Periode Ulang, T (tahun)	Peluang	$K_T$
1	1,001	0,999	-3,05
2	1,005	0,995	-2,58
3	1,010	0,99	-2,33
4	1,050	0,95	-1,64
5	1,110	0,9	-1,28
6	1,250	0,8	-0,84
7	1,330	0,75	-0,67
8	1,430	0,7	-0,52
9	1,670	0,6	-0,25
10	2,000	0,5	0
11	2,5	0,4	0,25
12	3,33	0,3	0,52
13	4	0,25	0,67
14	5	0,2	0,84
15	10	0,1	1,28
16	20	0,05	1,64
17	50	0,02	2,05
18	100	0,01	2,33
19	200	0,005	2,58
20	500	0,002	2,88
21	1000	0,001	3,09

(Sumber : Suripin, 2004)



## b. Distribusi Log Normal

Jika variabel acak  $Y = \log X$  terdistribusi secara normal, maka  $X$  dikatakan mengikuti distribusi Log Normal (*Suripin, 2004*). Perhitungan curah hujan rencana distribusi Log Normal sebagai berikut :

1. Menyusun data curah hujan harian stasiun hujan dari nilai terbesar hingga terkecil.

2. Menghitung nilai rata rata curah hujan

$$Y = \log X = \frac{\sum \log x}{n} \dots\dots\dots \text{Pers. 2.10}$$

3. Menghitung kuadrat dari selisih curah hujan dengan curah hujan rata-rata dengan rumus :

$$(y - \bar{Y}^2) \dots\dots\dots \text{Pers. 2.11}$$

4. Menghitung harga standar deviasi data hujan

$$S \log \bar{X} = \sqrt{\frac{\sum (y - \bar{Y}^2)}{n-1}} \dots\dots\dots \text{Pers. 2.12}$$

5. Menghitung nilai koefisien variasi data hujan

$$Cv = \frac{S \log \bar{X}}{\bar{y}} \dots\dots\dots \text{Pers. 2.13}$$

6. Menghitung nilai koefisien kemencengan ( $C_s$ )

$$C_s = \frac{n}{(n-1)(n-2)S^3} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^3 \dots\dots\dots \text{Pers. 2.14}$$

7. Menghitung nilai koefisien ketajaman ( $C_k$ )

$$C_k = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^4 \dots\dots\dots \text{Pers. 2.15}$$

8. Menghitung hujan rencana 5 tahun

$$Y_T = \bar{Y} + K_T x S \dots\dots\dots \text{Pers. 2.16}$$

dimana:

$Y_T$  = Perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang T-tahunan,

$\bar{Y}$  = Nilai rata-rata hitung variant,

$S$  = Deviasi standar nilai variant,

$K_T$  = Faktor frekuensi (berdasarkan Tabel 2.5)

**c. Metode Distribusi Gumbel**

Untuk distribusi Gumbel, perhitungan curah hujan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$X_T = \bar{X} + KxS \dots\dots\dots \text{Pers. 2.17}$$

Dimana :

$\bar{X}$  = Nilai rata-rata hitung variant

S = Deviasi standar nilai variant

Nilai K (faktor probabilitas) untuk harga-harga ekstrim Gumbel dapat dinyatakan dalam persamaan:

$$K = \frac{Y_{Tr} - Y_n}{S_n} \dots\dots\dots \text{Pers. 2.18}$$

Keterangan:

$Y_{Tr}$  = *reduced variate* (Tabel 2.6)

$Y_n$  = *reduced mean* yang tergantung jumlah sampel atau data n (Tabel 2.7)

$S_n$  = *reduced standard deviation* yang tergantung pada jumlah sampel atau data n (Tabel 2.8)

Nilai *Reduced Variate* ( $Y_{Tr}$ ) dapat dilihat pada Tabel 2.6

Tabel 2. 6 Nilai *Reduced Variate* ( $Y_{Tr}$ )

Periode Ulang (tahun)	Reduced Variate
2	0,3668
5	1,5004
10	2,2510
20	2,9709
25	3,1993
50	3,9028
75	4,3117
100	4,6012
200	5,2969
250	5,5206
500	6,2149
1000	6,9087
5000	8,5188
10000	9,2121

(Sumber : Suripin, 2004)

Tabel Nilai *Reduced Mean* ( $Y_n$ ) dapat dilihat pada Tabel 2.7

Tabel 2. 7 Nilai *Reduced Mean* ( $Y_n$ )

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,4952	0,4996	0,5035	0,5070	0,5100	0,5128	0,5157	0,5181	0,5202	0,5220
20	0,5236	0,5252	0,5268	0,5283	0,5296	0,5309	0,5320	0,5332	0,5343	0,5353
30	0,5362	0,5371	0,5380	0,5388	0,5396	0,5403	0,5410	0,5418	0,5424	0,5430
40	0,5463	0,5442	0,5448	0,5453	0,5458	0,5463	0,5468	0,5473	0,5477	0,5481
50	0,5485	0,5489	0,5493	0,5497	0,5501	0,5504	0,5508	0,5511	0,5515	0,5518
60	0,5521	0,5524	0,5527	0,5530	0,5533	0,5535	0,5538	0,5540	0,5543	0,5545
70	0,5548	0,5550	0,5552	0,5555	0,5557	0,5559	0,5561	0,5563	0,5565	0,5567
80	0,5569	0,5570	0,5572	0,5574	0,5576	0,5578	0,5580	0,5581	0,5583	0,5585
90	0,5586	0,5587	0,5589	0,5591	0,5592	0,5593	0,5595	0,5596	0,5598	0,5599
100	0,5600	0,5602	0,5603	0,5604	0,5606	0,5607	0,5608	0,5608	0,5610	0,5611

(Sumber : Suripin, 2004)

Tabel Nilai *Reduced Standard Deviation* ( $S_n$ ) dapat dilihat pada Tabel 2.8

Tabel 2. 8 Nilai *Reduced Standard Deviation* ( $S_n$ )

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,9496	0,9676	0,9833	0,9971	1,0095	1,0206	1,0316	1,0411	1,0493	1,0565
20	1,0628	1,0696	1,0754	1,0811	1,0864	1,0915	1,0961	1,1004	1,1047	1,1080
30	1,1124	1,1159	1,1193	1,1226	1,1255	1,1285	1,1313	1,1339	1,1363	1,1388
40	1,1413	1,1436	1,1458	1,1480	1,1499	1,1519	1,1538	1,1557	1,1574	1,1590
50	1,1607	1,1623	1,1638	1,1658	1,1667	1,1681	1,1696	1,1708	1,1721	1,1734
60	1,1747	1,1759	1,1770	1,1782	1,1793	1,1803	1,1814	1,1824	1,1834	1,1844
70	1,1854	1,1863	1,1873	1,1881	1,1890	1,1898	1,1906	1,1915	1,1923	1,1930
80	1,1938	1,1945	1,1953	1,1959	1,1967	1,1973	1,1980	1,1987	1,1994	1,2001
90	1,2007	1,2013	1,2020	1,2026	1,2032	1,2038	1,2044	1,2049	1,2055	1,2060
100	1,2065	1,2069	1,2073	1,2077	1,2081	1,2081	1,2087	1,2090	1,2093	1,2096

(Sumber : Suripin, 2004)

**d. Metode Distribusi Log Pearson Tipe III**

Dalam distribusi Log Pearson Tipe III, langkah-langkah pengerjaannya sama dengan distribusi normal namun data X diubah ke dalam bentuk logaritmik  $Y = \text{Log } X$ . Jika variabel acak  $Y = \text{Log } X$  terdistribusi secara normal, maka X dikatakan mengikuti distribusi Log Normal (*Suripin, 2004*).

Harga curah hujan rata-rata, harga standar deviasi, harga Cv, harga Cs, dan harga Ck pada perhitungan metode Log Pearson III sama dengan harga hasil dari perhitungan metode Log Normal.

Langkah-langkah perhitungan Distribusi Log Pearson Tipe III sebagai berikut :

1. Mengurutkan data-data curah hujan (X) mulai dari harga yang terbesar hingga terkecil
2. Menghitung nilai rata rata curah hujan

$$Y = \log X = \frac{\sum \log x}{n} \dots\dots\dots \text{Pers. 2.19}$$

3. Menghitung kuadrat dari selisih curah hujan dengan curah hujan rata-rata dengan rumus :

$$(y - \bar{Y}^2) \dots\dots\dots \text{Pers. 2.20}$$

4. Menghitung harga standar deviasi data hujan

$$\overline{S \log X} = \sqrt{\frac{\sum (y - \bar{y}^2)}{n-1}} \dots\dots\dots \text{Pers. 2.21}$$

5. Menghitung nilai koefisien variasi data hujan

$$Cv = \frac{\overline{S \log X}}{y} \dots\dots\dots \text{Pers. 2.22}$$

6. Menghitung nilai koefisien kemencengan (Cs)

$$Cs = \frac{n}{(n-1)(n-2)S^3} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^3 \dots\dots\dots \text{Pers. 2.23}$$

7. Menghitung nilai koefisien ketajaman (Ck)

$$Ck = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^4 \dots\dots\dots \text{Pers. 2.24}$$

## 8. Menghitung hujan rencana

$$Y_T = \bar{Y} + K_T x S \dots \dots \dots \text{Pers. 2.25}$$

Dimana:

$Y_T$  = Perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang T-tahunan,

$\bar{Y}$  = Nilai rata-rata hitung variant,

S = Deviasi standar nilai variant,

$K_T$  = Faktor frekuensi (berdasarkan Tabel 2.5)

9. Menentukan anti log dari  $Y_T$ 

Untuk Nilai  $K_T$  Distribusi Log Pearson Tipe III dapat dilihat pada Tabel 2.9.

Tabel 2. 9 Nilai K Distribusi Log Pearson Tipe III

Koef, G (Cs)	Interval Kejadian ( <i>Recurrence interval</i> ), tahun (periode ulang)							
	1,0101	1,2500	2	5	10	25	50	100
	Persentase peluang terlampaui ( <i>Percent chance of being exceeded</i> )							
	99	80	50	20	10	4	2	1
3.0	-0.667	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051
2.8	-0.714	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973
2.6	-0.769	-0.696	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889
2.4	-0.832	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800
2.2	-0.905	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705
2.0	-0.990	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605
1.8	-1.087	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499
1.6	-1.197	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388
1.4	-1.318	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271
1.2	-1.449	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149
1.0	-1.588	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022
0.8	-1.733	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891
0.6	-1.880	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755
0.4	-2.029	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615
0.2	-2.178	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472
0.0	-2.326	-0.842	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326

Lanjutan Tabel 2. 9 Nilai K Distribusi Log Pearson Tipe III

Koef, G (Cs)	Interval Kejadian ( <i>Recurrence interval</i> ), tahun (periode ulang)							
	1,0101	1,2500	2	5	10	25	50	100
	Persentase peluang terlampaui ( <i>Percent chance of being exceeded</i> )							
	99	80	50	20	10	4	2	1
-0.2	-2.472	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178
-0.4	-2.615	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029
-0.6	-2.755	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880
-0.8	-2.891	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733
-1.0	-3.022	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588
-1.2	-2.149	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449
-1.4	-2.271	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318
-1.6	-2.388	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197
-1.8	-3.499	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087
-2.0	-3.605	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990
-2.2	-3.705	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905
-2.4	-3.800	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832
-2.6	-3.889	-0.490	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769
-2.8	-3.973	-0.469	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714
-3.0	-7.051	-0.420	0.396	0.636	0.666	0.666	0.666	0.667

(Sumber : Suripin, 2004)

Sifat dari masing-masing parameter statistik dapat ditinjau dari besar nilai koefisien kemencengan (Cs) dan koefisien ketajaman (Ck) yang sesuai dengan syarat masing-masing distribusi. Adapun pemilihan jenis distribusi sesuai Tabel 2.10.

Tabel 2. 10 Pemilihan Jenis Distribusi

No	Distribusi Teoritis	Parameter Statistik Teoritis
1	Normal	Cs = 0
		Ck = 3
2	Log Normal	Cs = $Cv^3 + 3 Cv$
		Ck = $Cv^8 + 6Cv^6 + 15Cv^4 + 16Cv^2 + 3$
3	Gumbel	Cs = 1.14
		Ck = 5.40
4	Log Pearson III	Cs dan Ck Bebas

(Sumber : Triatmodjo, 2008)

Dari perhitungan metode-metode tersebut, diambil kesimpulan dari metode distribusi yang memenuhi syarat sifat distribusi.

#### 2.1.2.2. Uji Kecocokan Parameter Distribusi

Diperlukan uji parameter untuk menguji kecocokan (*the goodness of fit test*) distribusi frekuensi sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi frekuensi tersebut. Pengujian parameter yang sering dipakai adalah Chi kuadrat (*Chi square*) dan Smirnov – Kolmogorov. (Suripin, 2004)

##### a. Uji Chi Kuadrat

Metode ini bertujuan menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang dipilih telah mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Uji Chi Kuadrat ini menggunakan parameter  $\chi^2$ , parameter tersebut dapat dihitung dengan rumus :

$$X_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots \text{Pers. 2.26}$$

Jumlah sub kelompok dihitung dengan rumus:

$$K = 1 + 3,322 \log(n) \dots\dots\dots \text{Pers. 2.27}$$

Derajat kebebasan dk dihitung dengan persamaan:

$$Dk = G - R - 1 \dots\dots\dots \text{Pers. 2.28}$$

Peluang dihitung dengan persamaan:

$$P = \frac{m}{(n+1)} \dots\dots\dots \text{Pers. 2.29}$$

$$T = \frac{1}{P} \dots\dots\dots \text{Pers. 2.30}$$

Dimana :

$\chi_h^2$  = parameter chi-kuadrat terhitung

K = jumlah sub – kelompok/group

O<sub>i</sub> = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-i

E<sub>i</sub> = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-i

Dk = derajat kebebasan

R = konstanta (R=2 untuk distribusi normal dan binomial  
serta R=1 untuk distribusi poisson)

P = peluang

n = jumlah data (lama pengamatan)

m = peringkat / nomor ranking

T = tahun

Langkah pengujian Chi-Kuadrat sebagai berikut :

1. Mengurutkan data pengamatan dari yang besar ke kecil atau sebaliknya.
2. Mengelompokkan data menjadi G sub grup, tiap-tiap sub grup minimal 4 data pengamatan.
3. Menjumlahkan data pengamatan sebesar O<sub>i</sub> (jumlah nilai pengamatan) tiap-tiap grup.
4. Menjumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E<sub>i</sub>
5. Tiap-tiap sub grup hitung nilai :

$$(O_i - E_i)^2 \text{ dan } \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots \text{Pers. 2.31}$$

6. Menjumlahkan seluruh G sub group nilai  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$  untuk menentukan nilai chi-kuadrat hitung.



7. Menentukan derajat kebebasan  $dk = G - R - 1$  (nilai  $R = 2$ , untuk distribusi normal dan binomial, dan nilai  $R = 1$ , untuk (*distribusi poisson*). Tabel derajat kebebasan dapat dilihat pada Tabel 2.11.

Interpretasi hasilnya adalah :

1. Apabila peluang lebih dari 5%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
2. Apabila peluang lebih kecil 1%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima.
3. Apabila peluang berada diantara 1-5% adalah tidak mungkin mengambil keputusan, misal perlu tambah data.

(Sumber : Suripin, 2004)

Agar distribusi frekuensi yang terpilih diterima, maka harga  $\chi_h^2 < \chi^2$  . Harga  $\chi^2$  dapat diperoleh dengan menentukan taraf signifikansi  $\alpha$  dengan derajat kebebasan (*level of significant*).

Tabel derajat kebebasan dapat dilihat pada Tabel 2.11.

Tabel 2. 11 Nilai Kritis untuk Uji Chi-Kuadrat

dk	$\alpha$ derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,00000393	0,00016	0,00098	0,0039	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,01	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,278	9,21	10,597
3	0,00717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,86
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,07	12,832	15,086	16,75
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,69	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,18	2,733	15,507	17,535	20,09	21,955
9	1,735	2,088	2,7	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,94	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,92	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5, 226	21,026	23,337	26,217	28,3
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,66	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319

Lanjutan Tabel 2. 11 Nilai Kritis untuk Uji Chi-Kuadrat

dk	$\alpha$ derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,39	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,26	9,591	10,851	31,41	34,17	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,26	10,196	11,689	13,091	36,172	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,98	45,558
25	10,52	11,524	13,12	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,16	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,29
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,212	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

(Sumber : Suripin, 2004)

**b. Uji Smirnov-Kolmogorov**

Uji kecocokan ini disebut juga sebagai uji kecocokan non parameter, karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Adapun langkah pengujiannya sebagai berikut :

1. Mengurutkan data dari besar ke kecil atau sebaliknya dan tentukan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut.

$$X_1 \quad P(X_1)$$

$$X_2 \quad P(X_2)$$

$$X_m \quad P(X_m)$$

$$X_n \quad P(X_n)$$

2. Menentukan nilai masing-masing peluang teoritisnya dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya).

$$X_1 \quad P'(X_1)$$

$$X_2 \quad P'(X_2)$$

$$X_m \quad P'(X_m)$$

$$X_n \quad P'(X_n)$$

3. Dari kedua nilai peluang tersebut, menentukan selisih tersebarnya antara peluang pengamatan dengan teoritisnya.

$$D = |P(X) - P'(X)| \dots \dots \dots \text{Pers. 2.32}$$

Dimana :

D = selisih terbesar antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis

P (X) = peluang dari masing-masing data

P' (X) = peluang teoritis dari masing-masing data

Untuk mendapatkan nilai  $P'(X <)$  didapat dari Tabel 2.12

Tabel 2. 12 Probabilitas Kumulatif F(t) Distribusi Normal

t	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
-3,4	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0002
-3,3	0,0005	0,0005	0,0005	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004
-3,2	0,0007	0,0007	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0005	0,0005	0,0005
-3,1	0,0010	0,0009	0,0009	0,0009	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0007	0,0007
-3,0	0,0014	0,0013	0,0013	0,0012	0,0012	0,0011	0,0011	0,0011	0,0010	0,0010
-2,9	0,0019	0,0018	0,0018	0,0017	0,0016	0,0016	0,0015	0,0015	0,0014	0,0014
-2,8	0,0026	0,0025	0,0024	0,0023	0,0023	0,0022	0,0021	0,0021	0,0020	0,0019
-2,7	0,0035	0,0034	0,0033	0,0032	0,0031	0,0030	0,0029	0,0028	0,0027	0,0026
-2,6	0,0047	0,0045	0,0044	0,0043	0,0041	0,0040	0,0039	0,0038	0,0037	0,0036
-2,5	0,0062	0,0060	0,0059	0,0057	0,0055	0,0054	0,0052	0,0051	0,0049	0,0048
-2,4	0,0082	0,0080	0,0078	0,0075	0,0073	0,0071	0,0069	0,0068	0,0066	0,0064
-2,3	0,0107	0,0104	0,0102	0,0099	0,0096	0,0094	0,0091	0,0089	0,0087	0,0084
-2,2	0,0139	0,0136	0,0132	0,0129	0,0125	0,0122	0,0119	0,0116	0,0113	0,0110
-2,1	0,0179	0,0174	0,0170	0,0166	0,0162	0,0158	0,0154	0,0150	0,0146	0,0143
-2	0,0228	0,0222	0,0217	0,0212	0,0207	0,0202	0,0197	0,0192	0,0188	0,0183
-1,9	0,0287	0,0281	0,0274	0,0268	0,0262	0,0256	0,0250	0,0244	0,0239	0,0233

Lanjutan Tabel 2. 12 Probabilitas Kumulatif F(t) Distribusi Normal

t	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
-1,80	0,0359	0,0351	0,0344	0,0336	0,0329	0,0322	0,0314	0,0307	0,0301	0,0294
-1,70	0,0446	0,0436	0,0427	0,0418	0,0409	0,0401	0,0392	0,0384	0,0375	0,0367
-1,60	0,0548	0,0537	0,0526	0,0516	0,0505	0,0495	0,0485	0,0475	0,0465	0,0455
-1,50	0,0668	0,0655	0,0643	0,0630	0,0618	0,0606	0,0594	0,0582	0,0571	0,0559
-1,40	0,0608	0,0793	0,0778	0,0764	0,0749	0,0735	0,0721	0,0708	0,0694	0,0681
-1,30	0,0968	0,0951	0,0934	0,0918	0,0901	0,0885	0,0869	0,0853	0,0838	0,0823
-1,20	0,1151	0,1131	0,1112	0,1093	0,1075	0,1056	0,1038	0,1020	0,1003	0,0985
-1,10	0,1357	0,1335	0,1314	0,1292	0,1271	0,1251	0,1230	0,1210	0,1190	0,1170
-1	0,1587	0,1562	0,1539	0,1515	0,1492	0,1469	0,1446	0,1423	0,1401	0,1379
-0,90	0,1841	0,1814	0,1788	0,1762	0,1736	0,1711	0,1685	0,1660	0,1635	0,1611
-0,80	0,2119	0,2090	0,2061	0,2033	0,2005	0,1977	0,1949	0,1922	0,1894	0,1867
-0,70	0,2420	0,2388	0,2358	0,2327	0,2296	0,2266	0,2236	0,2206	0,2177	0,2148
-0,60	0,2743	0,2709	0,2676	0,2643	0,2611	0,2578	0,2546	0,2514	0,2482	0,2451
-0,50	0,3085	0,3050	0,3015	0,2981	0,2946	0,2912	0,2877	0,2843	0,2810	0,2776
-0,40	0,3446	0,3409	0,3372	0,3336	0,3300	0,3264	0,3228	0,3192	0,3156	0,3121
-0,30	0,3821	0,3783	0,3745	0,3707	0,3669	0,3632	0,3594	0,3557	0,3520	0,3483
-0,20	0,4207	0,4168	0,4129	0,4090	0,4052	0,4013	0,3974	0,3936	0,3897	0,3859
-0,10	0,4602	0,4562	0,4522	0,4483	0,4443	0,4404	0,4364	0,4325	0,4286	0,4247
-0	0,5000	0,4960	0,4920	0,4880	0,4840	0,4801	0,4761	0,4721	0,4681	0,4641
0	0,5000	0,5040	0,5080	0,5120	0,5160	0,5199	0,5239	0,5279	0,5319	0,5359
0,1	0,5398	0,5438	0,5478	0,5517	0,5557	0,5596	0,5636	0,5675	0,5714	0,5753
0,2	0,5790	0,5832	0,5871	0,5910	0,5948	0,5987	0,6026	0,6064	0,6103	0,6141
0,3	0,6179	0,6217	0,6255	0,6293	0,6331	0,6368	0,6406	0,6443	0,6480	0,6517
0,4	0,6554	0,6591	0,6628	0,6664	0,6700	0,6736	0,6772	0,6808	0,6844	0,6879
0,5	0,6915	0,6950	0,6985	0,7019	0,7054	0,7088	0,7123	0,7157	0,7190	0,7224
0,6	0,7257	0,7291	0,7324	0,7357	0,7389	0,7422	0,7454	0,7486	0,7517	0,7549
0,7	0,7580	0,7611	0,7642	0,7673	0,7704	0,7734	0,7764	0,7794	0,7823	0,7852
0,8	0,7881	0,7910	0,7939	0,7937	0,7995	0,8023	0,8051	0,8078	0,8106	0,8133
0,9	0,8159	0,8186	0,8212	0,8238	0,8264	0,8289	0,8315	0,8340	0,8365	0,8389
1	0,8413	0,8438	0,8461	0,8485	0,8508	0,8531	0,8554	0,8577	0,8599	0,8621
1,1	0,8643	0,8665	0,8686	0,8708	0,8729	0,8749	0,8870	0,8790	0,8810	0,8830

Lanjutan Tabel 2. 12 Probabilitas Kumulatif  $F(t)$  Distribusi Normal

<b>t</b>	<b>0</b>	<b>0,01</b>	<b>0,02</b>	<b>0,03</b>	<b>0,04</b>	<b>0,05</b>	<b>0,06</b>	<b>0,07</b>	<b>0,08</b>	<b>0,09</b>
<b>1,2</b>	0,8849	0,8869	0,8888	0,8907	0,8925	0,8944	0,8962	0,8980	0,8997	0,9015
<b>1,3</b>	0,9032	0,9049	0,9066	0,9082	0,9099	0,9115	0,9131	0,9147	0,9162	0,9177
<b>1,4</b>	0,9192	0,9207	0,9222	0,9236	0,9251	0,9265	0,9279	0,9292	0,9306	0,9319
<b>1,5</b>	0,9332	0,9345	0,9357	0,9370	0,9382	0,9394	0,9406	0,9418	0,9429	0,9441
<b>1,6</b>	0,9452	0,9463	0,9474	0,9484	0,9495	0,9505	0,9515	0,9525	0,9535	0,9545
<b>1,7</b>	0,9554	0,9564	0,9573	0,9582	0,9591	0,9599	0,9608	0,9616	0,9625	0,9633
<b>1,8</b>	0,9641	0,9649	0,9656	0,9664	0,9671	0,9678	0,9686	0,9693	0,9699	0,9706
<b>1,9</b>	0,9713	0,9719	0,9726	0,9732	0,9738	0,9744	0,9750	0,9756	0,9761	0,9767
<b>2</b>	0,9773	0,9778	0,9783	0,9788	0,9793	0,9798	0,9803	0,9808	0,9812	0,9817
<b>2,1</b>	0,9821	0,9826	0,9830	0,9834	0,9838	0,9842	0,9846	0,9850	0,9854	0,9857
<b>2,2</b>	0,9861	0,9864	0,9868	0,9871	0,9875	0,9878	0,9881	0,9884	0,9887	0,9890
<b>2,3</b>	0,9893	0,9896	0,9898	0,9901	0,9904	0,9906	0,9909	0,9911	0,9913	0,9916
<b>2,4</b>	0,9918	0,9920	0,9922	0,9925	0,9927	0,9929	0,9931	0,9932	0,9934	0,9936
<b>2,5</b>	0,9938	0,9940	0,9941	0,9943	0,9945	0,9946	0,9948	0,9949	0,9951	0,9952
<b>2,6</b>	0,9953	0,9955	0,9956	0,9957	0,9959	0,9960	0,9961	0,9962	0,9963	0,9964
<b>2,7</b>	0,9965	0,9966	0,9967	0,9968	0,9969	0,9970	0,9971	0,9972	0,9973	0,9974
<b>2,8</b>	0,9974	0,9975	0,9976	0,9977	0,9977	0,9978	0,9979	0,9979	0,9980	0,9981
<b>2,9</b>	0,9981	0,9982	0,9982	0,9983	0,9984	0,9984	0,9985	0,9985	0,9986	0,9986
<b>3</b>	0,9987	0,9987	0,9987	0,9988	0,9988	0,9989	0,9989	0,9989	0,9990	0,9990
<b>3,1</b>	0,9990	0,9991	0,9991	0,9991	0,9992	0,9992	0,9992	0,9992	0,9993	0,9993
<b>3,2</b>	0,9993	0,9993	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9995	0,9995
<b>3,3</b>	0,9995	0,9995	0,9995	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9997
<b>3,4</b>	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9998

(Sumber : Pitaloka, 2017)

4. Berdasarkan tabel nilai kritis (Smirnov-Kolmogorov) menentukan harga  $D_0$ . Nilai Kritis  $D_0$  untuk Uji Smirnov-Kolmogorov terlampir pada Tabel 2.13.

- Apabila  $D < D_0$ , maka distribusi teoritis dapat diterima
- Apabila  $D > D_0$ , maka distribusi teoritis tidak dapat diterima.

Tabel 2. 13 Nilai Kritis  $D_0$  untuk Uji Smirnov-Kolmogorov

N	$\alpha$ derajat kepercayaan			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
$N > 50$	$\frac{1,077}{N^{0,5}}$	$\frac{1,22}{N^{0,5}}$	$\frac{1,36}{N^{0,5}}$	$\frac{1,63}{N^{0,5}}$

(Sumber : Suripin, 2004)

### 2.1.3. Analisis Debit Banjir

Besarnya debit banjir yang mungkin terjadi pada periode tertentu dapat direncanakan dengan menghitung tinggi hujan rencana dengan periode ulang tertentu.

#### 2.1.3.1. Perhitungan Koefisien Pengaliran (C)

Koefisien limpasan atau pengaliran adalah variabel untuk menentukan besarnya limpasan permukaan tersebut dimana penentuannya didasarkan pada kondisi daerah pengaliran dan karakteristik hujan yang jatuh di daerah tersebut. Faktor utama yang mempengaruhi C adalah laju infiltrasi tanah atau prosentase lahan kedap air, kemiringan lahan, tanaman penutup tanah, dan intensitas hujan. Permukaan kedap air, seperti perkerasan aspal

dan atap bangunan, akan menghasilkan aliran hampir 100% setelah permukaan menjadi basah, seberapa pun kemiringannya.

Harga C untuk berbagai tipe tanah dan penggunaan lahan di sajikan dalam Tabel 2.14.

Tabel 2. 14 Koefisien Limpasan untuk Metode Rasional (dari Mc. Guen, 1989)

No.	Deskripsi Lahan / Karakter Permukaan	Koefisien Aliran C
1	Bussines	
	Perkotaan	0,70 – 0,95
	Pinggiran	0,50 – 0,70
2	Perumahan	
	Rumah Tunggal	0,30 – 0,50
	Multiunit, terpisah	0,40 – 0,60
	Multiunit, tergabung	0,60 – 0,75
	Perkampungan	0,25 – 0,40
	Apartemen	0,50 – 0,70
3	Industri	
	Ringan	0,50 – 0,80
	Berat	0,60 – 0,70
4	Perkerasan	
	Aspal dan beton	0,50 – 0,80
	Batu bata, paving	0,60 – 0,90
5	Atap	0,75 – 0,95
6	Halaman, tanah berpasir	
	Datar 2%	0,50- 0,10
	Rata – rata 2-7%	0,10 – 0,15
	Curam 7%	0,15 – 0,20
7	Halaman, tanah berpasir	
	Datar 2%	0,13 – 0,17
	Rata – rata 2-7%	0,18 – 0,22
	Curam 7%	0,25 – 0,35
8	Halaman kereta api	0,10 – 0,35
9	Taman tempat bermain	0,20 – 0,35
10	Taman, perkuburan	0,10 – 0,25

Lanjutan Tabel 2. 14 Koefisien Limpasan untuk Metode Rasional  
(dari Mc. Guen, 1989)

No.	Deskripsi Lahan / Karakter Permukaan	Koefisien Aliran C
11	Hutan	
	Datar 2%	0,10 – 0,40
	Rata – rata 2-7%	0,25 – 0,50
	Curam 7%	0,30 – 0,60

(Sumber : Suripin, 2004)

Apabila DAS terdiri dari lebih satu jenis lahan dengan koefisien aliran permukaan yang berbeda, maka koefisien C yang digunakan adalah C gabungan yang dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$C_{gabungan} = \frac{\sum_{i=1}^n C_i.A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \dots\dots\dots \text{Pers. 2.33}$$

Dimana :

$A_i$  = luas lahan dengan jenis penutup tanah i

$C_i$  = koefisien aliran permukaan jenis penutup tanah i

n = jumlah jenis penutup lahan

(Sumber : Suripin, 2004)

Harga C untuk persawahan, kolam dan tambak diambil sama dengan 1, karena dianggap sudah dalam keadaan jenuh air dan tidak dapat menerima resapan lagi.

### 2.1.3.2. Perhitungan Waktu Konsentrasi ( $t_c$ )

Waktu konsentrasi ( $t_c$ ) adalah waktu yang diperlukan oleh titik air untuk mengalir dari tempat hidrolis terjauh di daerah alirannya ke suatu titik yang ditinjau (*inlet*), dengan seluruh aliran memberikan kontribusi aliran di titik tersebut.

Perhitungan waktu konsentrasi menggunakan rumus berikut ini:

$$t_c = t_o + t_f \text{ (menit)} \dots\dots\dots \text{Pers. 2.34}$$

Dimana:

$t_o$  = *inlet time*, waktu yang diperlukan air hujan mengalir dipermukaan tanah dari titik terjauh ke saluran terdekat (menit).

$t_f$  = *conduit time*, waktu yang diperlukan untuk mengalir di sepanjang saluran (menit)



## 1. Perhitungan $t_0$

a. Beberapa faktor yang mempengaruhi besarnya  $t_0$  :

- intensitas hujan
- jarak aliran
- kemiringan medan

b. Perumusan yang umum untuk menghitung  $t_0$

Dengan Rumus Kerby (1959)

$$t_0 = 1,44 \times \left( n_d \times \frac{l}{\sqrt{s}} \right)^{0,467} \text{ menit} \dots\dots\dots \text{Pers. 2.35}$$

Dimana:

L = panjang antara titik terjauh aliran dan inlet (m)

$n_d$  = koefisien setara koefisien kekasaran  
(dapat dilihat di Tabel 2.15)

s = kemiringan lahan

Tabel 2. 15 Harga Koefisien Hambatan,  $n_d$

Jenis Permukaan	$n_d$
Lapisan semen dan aspal beton	0.013
Permukaan licin dan kedap air	0.02
Permukaan licin dan kokoh	0.10
Tanah dengan rumput tipis dan gundul dengan permukaan sedikit kasar	0.20
Padang rumput dan rerumputan	0.40
Hutan gundul	0.60
Hutan rimbum dan hutan gundul rapat dengan hampan rumput jarang sampai rapat	0.80

(Sumber: Sofia, 2006)

Untuk keperluan perhitungan drainase permukaan, harga  $n_d$  untuk penutup permukaan yang tidak tercantum pada tabel di atas, dianalogikan dengan harga-harga pada tabel tersebut.

## 2. Perhitungan $t_f$

$$t_f = \frac{L_s}{60 V} \dots\dots\dots \text{Pers. 2.36}$$

Dimana :

$t_f$  = waktu konsentrasi di saluran (menit)

$L_s$  = panjang lintasan aliran di dalam saluran/sungai (m)

V = kecepatan aliran di dalam saluran (m/detik)

### 2.1.3.3. Perhitungan Intensitas Hujan (I)

Dalam tugas akhir ini rumus yang digunakan adalah rumus Mononobe karena data yang tersedia adalah data curah hujan harian maksimum tiap tahun. Besarnya intensitas curah hujan berbeda-beda, yang disebabkan oleh lamanya curah hujan atau frekuensi kejadiannya.

Waktu (t) yaitu lamanya hujan, diambil sama dengan waktu konsentrasi (tc) dari daerah aliran, dengan pengertian pada saat itu seluruh daerah aliran memberikan kontribusi aliran di titik tersebut. Dengan demikian curah hujan rencana adalah hujan yang mempunyai durasi sama dengan waktu konsentrasi. Berikut adalah rumus Mononobe:

$$I = \frac{R_{24}}{24} \left( \frac{24}{t} \right)^{2/3} \dots\dots\dots \text{Pers. 2.37}$$

Dimana :

I = intensitas curah hujan (mm/jam)

$R_{24}$  = tinggi hujan maksimum dalam 24 jam (mm)

t = waktu konsentrasi / lama hujan (jam)

### 2.1.3.4. Perhitungan Debit Rencana (Q)

Debit rencana merupakan debit maksimum dari saluran drainase yang dialirkan. Debit rencana digunakan untuk mencegah adanya banjir. Jika air hujan jatuh dengan jumlah per satuan waktu yang tetap pada suatu permukaan kedap air, maka laju limpasan dari permukaan tanah akan sama dengan laju curah hujan.

Untuk mengetahui kriteria desain hidrologi sistem drainase perkotaan terlampir pada Tabel 2.16.

Tabel 2. 16 Kriteria Desain Hidrologi Sistem Drainase Perkotaan

<b>Luas DAS (ha)</b>	<b>Periode Ulang (tahun)</b>	<b>Metode Perhitungan Debit Banjir</b>
<10	2	Rasional
10-100	2-5	Rasional
101-500	5-20	Rasional
>500	10-25	Hidrograf satuan

(Sumber : Suripin, 2004)

Dalam daerah perkotaan, kehilangan–kehilangan air boleh dikatakan sedikit dan disebabkan waktu konsentrasi yang pendek maka debit keseimbangan seringkali dicapai. Dari alasan inilah rumus rasional masih digunakan untuk menaksir banjir dalam daerah perkotaan.

Pehitungan debit banjir di kawasan Perumahan Sukolilo *Park Regency* memakai Metode Rasional. Metode ini sangat simpel dan mudah penggunaannya, namun penggunaannya terbatas untuk DAS-DAS dengan ukuran kecil, yaitu kurang dari 300 ha. (Suripin, 2004)

Persamaan yang digunakan sebagai berikut:

$$Q = \frac{1}{3,6} \cdot C \cdot I \cdot A \dots\dots\dots \text{Pers. 2.38}$$

Dimana :

- Q = debit banjir (m<sup>3</sup>/detik)
- C = koefisien pengaliran
- I = intensitas hujan (mm/jam)
- A = luas daerah yang ditinjau (km<sup>2</sup>)

## 2.2. Analisis Hidrolika

Analisis hidrolika sangat diperlukan untuk merencanakan dimensi saluran drainase yang dapat menampung limpasan. Kapasitas saluran sebagai debit maksimum yang mampu dilewatkan oleh setiap penampang saluran digunakan sebagai acuan untuk menyatakan angka debit yang direncanakan tersebut

mampu untuk di tampung oleh saluran pada kondisi eksisting tanpa terjadi peluapan air sehingga apabila terjadi banjir, yang dapat dijadikan alternatif adalah perencanaan ulang dimensi saluran eksisting. Perencanaan dimensi saluran ini dilakukan dengan menggunakan perumusan hidrolika seperti dijelaskan dibawah ini.

### 2.2.1. Perencanaan Saluran Drainase

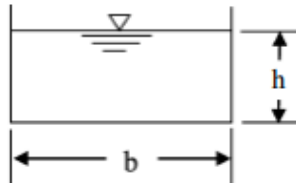
Dalam melakukan perencanaan sistem drainase permukaan, hal-hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan ini adalah:

1. Debit Limpasan
2. Koefisien Pengaliran
3. Penampang Hidrolika
4. Kemiringan Dasar Saluran
5. Koefisien Manning
6. Kecepatan Ijin

(Suripin, 2004)

#### 2.2.1.1. Perhitungan Penampang Eksisting Bentuk Persegi

Bentuk penampang eksisting di lokasi studi berbentuk persegi dan terbuat dari dinding beton. Sket penampang persegi dapat dilihat pada Gambar 2.2.



Gambar 2. 2 Sket Penampang Persegi

(Sumber : Agung, 2017)

Sehingga untuk menghitung kapasitas saluran nantinya, perlu menggunakan rumus :

$$A = b \times h \dots\dots\dots \text{Pers. 2.39}$$

$$P = b + (2 \times h) \dots\dots\dots \text{Pers. 2.40}$$

Jari-jari hidraulik R :

$$R = \frac{A}{P} \dots\dots\dots \text{Pers. 2.41}$$

$$R = \frac{b \times h}{b + 2h} \dots\dots\dots \text{Pers. 2.42}$$

Dimana :

b = lebar saluran (m)

h = tinggi muka air (m)

A = luas penampang saluran (m<sup>2</sup>)

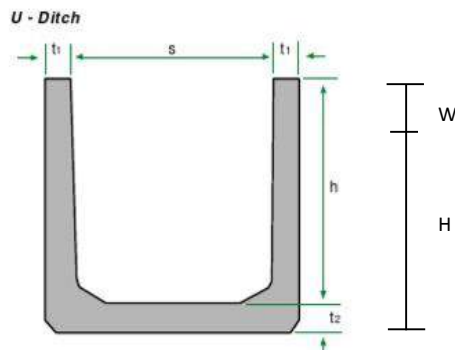
R = jari-jari hidrolis (m)

P = keliling basah saluran (m)

(Sumber : Sofia, 2006)

### 2.2.1.2. Perhitungan Penampang U-ditch

Kelebihan menggunakan U-ditch pada saluran adalah U-ditch dibuat dari beton pracetak bertulang mutu mulai  $f_c'$  30,33 MPa (K350) atau mutu lebih tinggi, yang artinya memiliki *life time* lebih tahan lama, proses pekerjaan proyek saluran menjadi lebih cepat sehingga menekan biaya dan dapat meminimalisir gangguan pada masyarakat, pemanfaatannya di lapangan lebih cepat karena pada hari pemasangan, saluran beton *precast* ini sudah dapat dilalui air sehingga jika kapasitas saluran eksisting masih luber, jika kapasitas saluran eksisting tidak mampu menampung debit limpasan air hujan, dalam tugas akhir ini direncanakan perbaikan saluran menggunakan U-ditch. Sket Penampang U-ditch dapat dilihat pada Gambar 2.3.



Gambar 2. 3 Sket Penampang U-ditch  
(Sumber : Brosur Pipe & Precast Indonesia)

Rumus yang diperlukan dalam menghitung kapasitas saluran U-ditch seperti sub bab 2.2.1.1.

Tinggi jagaan (w) diperlukan agar tidak terjadi luapan (*over topping*). Tinggi jagaan pada perencanaan dimensi saluran bukan untuk penambahan debit namun untuk memberikan ruang bebas dia atas muka air maksimum, hal ini dibutuhkan sewaktu-waktu jika terjadi :

- Gelombang angin
- Terjadinya aliran balik loncatan air
- Sedimentasi ataupun peningkatan koefisien kekasaran
- Kesalahan operasi bangunan air di saluran

Besarnya tinggi jagaan dapat dilihat pada Tabel 2.17.

Tabel 2. 17 Tinggi Jagaan untuk Saluran Pasangan

No.	Jenis Saluran	Tinggi Jagaan (m)
1	Saluran tersier	0,10-0,20
2	Saluran sekunder	0,20-0,40
3	Saluran primer	0,40-0,60
4	Sungai-sungai	1,00

(Sumber: Sofia, 2006)

### 2.2.1.3. Perhitungan Kapasitas Saluran

Perhitungan ini didasarkan pada debit yang harus ditampung oleh saluran ( $Q_{\text{hidrolika}}$  dalam  $\text{m}^3/\text{detik}$ ) lebih besar atau sama dengan debit rencana yang diakibatkan oleh hujan rencana ( $Q_{\text{hidrologi}}$  dalam  $\text{m}^3/\text{detik}$ ). Kondisi demikian dapat dirumuskan dalam persamaan berikut:

•  $Q_{\text{hidrolika}} \geq Q_{\text{hidrologi}}$  = penampang mampu menampung debit yang masuk (air tidak meluber) ..... Pers. 2.43

•  $Q_{\text{hidrologi}} \geq Q_{\text{hidrolika}}$  = penampang tidak mampu menampung debit yang masuk (air meluber) ..... Pers. 2.44

Perhitungan debit (Q) dapat diperoleh menggunakan rumus :

$Q = V \times A$  ..... Pers. 2.45

Dimana:

A = luas penampang saluran ( $\text{m}^2$ )

V = kecepatan rata-rata aliran di dalam saluran (m/detik)  
 Kecepatan rata-rata aliran di dalam saluran, dapat dihitung dengan menggunakan rumus Manning sebagai berikut:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \dots\dots\dots \text{Pers. 2.46}$$

Dimana :

V = kecepatan disaluran (m/detik)  
 n = koefisien kekasaran (Tabel 2.17)  
 R = jari-jari hidrolis (m)  
 S = kemiringan saluran

$$R = \frac{A}{P} \dots\dots\dots \text{Pers. 2.47}$$

Dimana :

A = luas penampang saluran (m<sup>2</sup>)  
 R = jari-jari hidrolis (m)  
 P = kelling basah saluran (m)

Untuk nilai tipikal harga koefisien kekasaran manning (n) terlampir pada Tabel 2.18.

Tabel 2. 18 Tipikal Harga Koefisien Kekasaran Manning (n)

<b>Material Saluran</b>	<b>Manning n</b>
<i>Saluran tanpa pasangan</i>	
Tanah	0.020-0.025
Pasir dan kerikil	0.025-0.040
Dasar saluran batuan	0.025-0.035
<i>Saluran dengan pasangan</i>	0.015-0.017
Semen mortar	0.011-0.015
<i>Beton</i>	
Pasangan batu adukan basah	0.022-0.026
Pasangan batu adukan kering	0.018-0.022
<i>Saluran pipa</i>	0.011-0.015
Pipa beton sentrifugal	0.011-0.015
Pipa beton	
Pipa beton bergelombang	0.011-0.015
Liner plates	0.013-0.017
<i>Saluran terbuka</i>	
Saluran dengan plengsengan	

Lanjutan Tabel 2. 18 Tipikal Harga Koefisien Kekasaran Manning (n)

Material Saluran	Manning n
a. Aspal	0.013-0.017
b. Pasangan bata	0.012-0.018
c. Beton	0.011-0.020
d. Riprap	0.020-0.035

(Sumber : Sofia, 2006)

Kecepatan minimum yang disarankan:

- Saluran tanah kecil = 0.40 m/detik
- Saluran tanah sedang s/d besar = 0.60-0.90 m/detik
- Pipa = 0.60-0.75 m/detik

Kecepatan maksimum yang disarankan dapat dilihat pada Tabel 2.19

Tabel 2. 19 Kecepatan Maksimum Aliran

Jenis Material	Kecepatan Ijin, V <sub>ij</sub> (m/detik)
Pasir halus	0.45
Lempung kepasiran	0.50
Lanau aluvia	0.60
Kerikil halus	0.75
Lempung kokoh	0.75
Kerikil kasar	1.10
Batu bata besar	1.20
Pasangan batu	1.50
Beton	1.50
Beton bertulang	1.50

(Sumber: Departemen Pekerjaan Umum, 2006)

## 2.2.2. Analisis Kolam Tampung

Kolam tampung direncanakan untuk menampung air hujan sementara. Dengan adanya kolam tampung, maka akan mengurangi beban saluran perumahan saat mengalirkan debit dari *catchment area* menuju ke sungai terdekat. Pada lokasi studi sudah terdapat kolam tampung namun belum difungsikan sehingga dalam tugas akhir ini akan merencanakan operasional



kolam tampung agar meminimalisir terjadinya banjir di lokasi studi. Kolam tampung di lokasi studi bertujuan untuk menampung limpasan yang terjadi pada saluran kawasan perumahan bagian timur.

Dalam pengoperasian kolam tampung, perlu adanya pintu air dan pompa yang berfungsi mengalirkan air dari kolam tampung ke saluran selanjutnya (bagian utara). Prinsip hidrolik kerja kolam tampung meliputi hubungan antara *inflow* (I, aliran masuk ke kolam tampung dari saluran-saluran drainase) dan *outflow* (O, aliran keluar dari kolam tampung). Pada debit *outflow* yang keluar dari kolam tampung melewati pompa, digunakan analisis pengendalian banjir. Pendekatan yang dilakukan untuk menganalisis adalah dengan *flood routing*. *Flood routing* diperlukan untuk mengetahui debit banjir yang masuk dan debit banjir yang keluar dari kolam penampungan dalam jangka waktu tertentu, untuk menentukan volume kolam serta kapasitas pompa.

#### 2.2.2.1. Distribusi Curah Hujan Jam Jaman

Langkah awal perhitungan kolam tampung adalah menghitung curah hujan jam jaman untuk mendapatkan hidrograf satuan karena tinggi hujan tiap jam berbeda-beda. Untuk perhitungan menggunakan data hujan jam jaman dari stasiun yang berpengaruh pada lokasi studi.

Untuk menentukan hujan efektif dan perhitungan rata-rata tinggi hujan digunakan rumus sebagai berikut:

$$R_t = R_0 \times \left(\frac{T}{t}\right)^{2/3} \dots\dots\dots \text{Pers 2.48}$$

Dimana :

$R_t$  = rata-rata hujan pada jam ke-1

$R_0 = \frac{R_{24}}{T}$

$T$  = lama waktu hujan terpusat (jam)

$t$  = waktu hujan (jam)

Selanjutnya, dihitung tinggi hujan pada jam ke- $t$  menggunakan perumusan sebagai berikut:

$$R_t' = t \cdot R_t - (t - 1) \cdot (R_{(t-1)}) \dots\dots\dots \text{Pers 2.49}$$

Dimana:

$R_t'$  = tinggi hujan pada jam ke  $t$  (mm)

$R_t$  = rata-rata tinggi hujan sampai  $t$  (mm)

$t$  = waktu hujan (jam)

$R_{(t-1)}$  = rata-rata tinggi hujan dari permulaan sampai jam ke  $t$  (mm)

#### 2.2.2.2. Perhitungan Debit *Inflow* Kolam Tampung

Perhitungan debit *inflow* kolam tampung menggunakan metode Rasional. Persamaan yang digunakan sebagai berikut:

$$Q = \frac{1}{3,6} \cdot C \cdot I \cdot A \dots\dots\dots \text{Pers. 2.50}$$

Dimana :

$Q$  = debit banjir ( $\text{m}^3/\text{detik}$ )

$C$  = koefisien pengaliran

$I$  = intensitas hujan (mm/jam)

$A$  = luas daerah yang ditinjau ( $\text{km}^2$ )

Untuk analisis kolam tampung perhitungannya menggunakan cara hidrograf satuan.

#### 2.2.2.3. Hidrograf Satuan

Hidrograf satuan merupakan hidrograf hubungan antara muka air/debit dan waktu yang terbentuk dari satu satuan hujan efektif, dengan durasi waktu curah hujan tertentu (SNI 2415, 2016)

Tujuan dari hidrograf satuan adalah untuk memperkirakan hubungan antara hujan efektif dan aliran permukaan

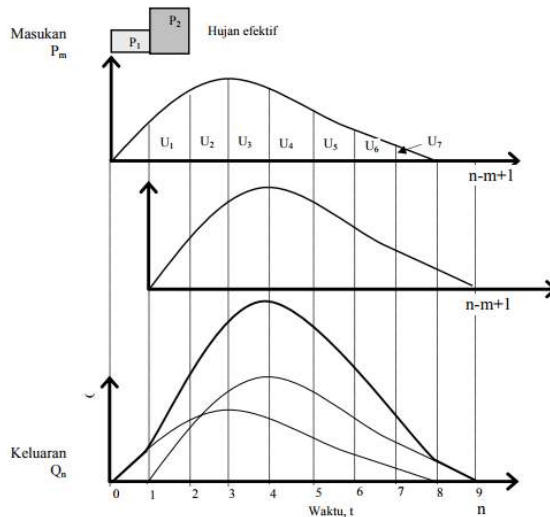
##### 2.2.2.3.1. Metode Hidrograf Satuan

Dalam metode hidrograf satuan perlu memperhatikan hujan efektif. Untuk menentukan besarnya banjir menggunakan hidrograf satuan perlu data hujan jam-jaman. Metode hidrograf satuan digunakan untuk mencari hubungan limpasan permukaan dan hujan sebagai penyebabnya, dengan hidrograf satuan dapat dijelaskan hubungannya, dan besar pengaruh dari hujan efektif terhadap limpasan permukaan. Dalam perhitungan kolam tampung tugas akhir ini, digunakan metode rasional untuk

mendapatkan debit kemudian menggunakan hidrograf satuan dengan penambahan superposisi.

#### 2.2.2.3.2. Superposisi

Superposisi digunakan pada hidrograf yang dihasilkan oleh hujan efektif berintensitas seragam dimana memiliki periode-periode yang berdekatan dan/atau tersendiri. Jadi hidrograf yang merepresentasikan kombinasi beberapa kejadian aliran permukaan. Pada Gambar 2.4 ditunjukkan pemakaian proses kombinasi pada hidrograf satuan



Gambar 2. 4 Pemakaian Proses Kombinasi Pada Hidrograf Satuan  
(Sumber : Hendrayani, 2007)

#### 2.2.2.4. Perhitungan Flood Routing

Penelusuran banjir dimaksudkan untuk mengetahui karakteristik *outflow*/keluaran yang diperlukan dalam pengendalian banjir. Perubahan hidrograf banjir antara *inflow* (I) dan *outflow* (O) karena adanya faktor tampungan atau adanya penampang sungai yang tidak seragam atau akibat adanya meander sungai (Soemarto, 1999). Penelusuran banjir pada tugas

akhir ini untuk mengetahui perubahan *inflow* dan *outflow* pada kolam tampung.

Penelusuran banjir ini berlaku persamaan kontinuitas

$$I - O = \Delta S \dots\dots\dots \text{Pers. 2.51}$$

$I$  = Aliran yang masuk ke kolam tampung (  $\text{m}^3/\text{detik}$  )

$O$  = Aliran yang keluar dari kolam tampung (  $\text{m}^3/\text{detik}$  )

$\Delta S$  = Perubahan tampungan tiap periode (  $\text{m}^3/\text{detik}$  )

### Perhitungan Volume Tampungan

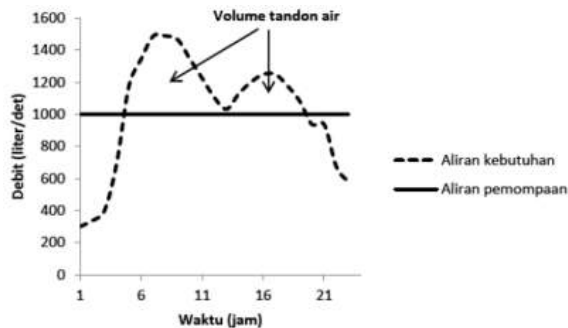
Untuk menentukan isi tampungan dapat digunakan dua macam cara yaitu dengan :

1. Cara pengoperasian
2. Cara lengkung “S”

(Sumber : Anwar, 2012)

#### a. Cara Pengoperasian

Saat musim penghujan air yang tersedia melebihi debit kebutuhan, sehingga sisa airnya dapat diisikan kedalam tampungan. Pada musim kemarau air yang tersedia tidak mencukupi debit kebutuhan maka air yang ada di dalam tampungan diperlukan untuk menambah kekurangan air. Jumlah kekurangan air yang terbanyak pada satu periode musim kemarau adalah isi tampungan yang diperlukan (Anwar, 2012). Gambar grafik dan contoh perhitungan cara pengoperasian dapat di lihat pada Gambar 2.5 dan Gambar 2.6.



Gambar 2. 5 Grafik Cara Pengoperasian

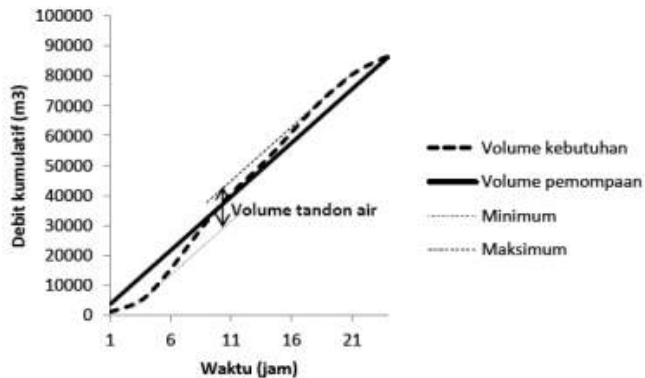
(Sumber: Anwar, 2012)

Waktu (jam)	Debit		Kekurangan Debit	
	Kebutuhan (l/det)	Pompa (l/det)	(l/det)	(m <sup>3</sup> /jam)
(1)	(2)	(3)	(4) = (2) - (3)	(5) = (4) x 3,6
1:00	300	1000	0	0
2:00	336	1000	0	0
3:00	400	1000	0	0
4:00	696	1000	0	0
5:00	1176	1000	176	634
6:00	1344	1000	344	1238
7:00	1488	1000	488	1757
8:00	1488	1000	488	1757
9:00	1464	1000	464	1670
10:00	1344	1000	344	1238
11:00	1224	1000	224	806
12:00	1104	1000	104	374
13:00	1032	1000	32	115
14:00	1128	1000	128	461
15:00	1200	1000	200	720
16:00	1248	1000	248	893
17:00	1248	1000	248	893
18:00	1176	1000	176	634
19:00	1080	1000	80	288
20:00	936	1000	0	0
21:00	936	1000	0	0
22:00	672	1000	0	0
23:00	576	1000	0	0
24:00	480	1000	0	0
Volume tandon yang diperlukan (m <sup>3</sup> )				13478

Gambar 2. 6 Contoh Perhitungan Volume Tampungan dengan Cara Pengoperasian  
(Sumber: Anwar, 2012)

#### b. Cara Lengkung “S”

Cara lengkung “S” disebut juga cara lengkung massa, yaitu dengan membuat grafik hubungan antara jumlah isi air yang masuk ke dalam tampungan dan yang dikeluarkan untuk kebutuhan. Gambar grafik dan contoh perhitungan cara lengkung “s” dapat di lihat pada Gambar 2.7 dan Gambar 2.8.



Gambar 2. 7 Grafik Cara Lengkung “S”  
(Sumber: Anwar, 2012)

Waktu (jam)	Debit		Debit Kumulatif		
	Kebutuhan l/det	Pompa l/det	Kebutuhan (m3)	Pompa (m3)	Selisih (m3)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6) = (4) - (5)
1.00	300	1000	1080	3600	-2520
2.00	336	1000	2290	7200	-4910
3.00	400	1000	3730	10800	-7070
4.00	496	1000	6235	14400	-8165
5.00	1176	1000	10469	18000	-7531
6.00	1344	1000	15307	21600	-6293
7.00	1488	1000	20664	25200	-4536
8.00	1488	1000	26021	28800	-2779
9.00	1464	1000	31291	32400	-1109
10.00	1344	1000	36130	36000	130
11.00	1234	1000	40536	39600	936
12.00	1104	1000	44510	43200	1310
13.00	1032	1000	48226	46800	1426
14.00	1128	1000	52286	50400	1886
15.00	1200	1000	56606	54000	2606
16.00	1248	1000	61099	57600	3499
17.00	1248	1000	65592	61200	4392
18.00	1176	1000	69826	64800	5026
19.00	1080	1000	73714	68400	5314
20.00	936	1000	77083	72000	5083
21.00	936	1000	80453	75600	4853
22.00	672	1000	82872	79200	3672
23.00	576	1000	84946	82800	2146
24.00	480	1000	86674	86400	274
Volume tandon yang diperlukan (m3) = selisih maksimum - (- selisih minimum)					13478

Gambar 2. 8 Contoh Perhitungan Volume Tampung Cara Lengkung “S”  
(Sumber: Anwar, 2012)

### 2.2.3. Pompa Air

Dalam perencanaan sistem drainase pada tugas akhir ini tidak dapat sepenuhnya mengandalkan gravitasi sebagai faktor pendorong, maka perlu dibantu dengan pompa air. Pompa air

digunakan untuk membantu mengeluarkan air dari kolam penampungan maupun langsung dari saluran drainase pada saat air tidak dapat mengalir secara gravitasi dan membantu mengeluarkan air dari kolam penampungan saat elevasi muka air pada kolam tampung sudah mencapai batas maksimum elevasi yang telah direncanakan. Untuk mencegah terjadinya banjir yang lama, maka dilakukan analisis pompa untuk menentukan kapasitas pompa yang dibutuhkan serta operasional pompa.

#### 2.2.4. Pintu Air

Pintu air berfungsi untuk menahan air sementara pada kolam tampung dan akan dibuka pada saat ketinggian air di kolam sudah mencapai batas elevasi yang sudah ditetapkan. Selain itu, pintu air juga berfungsi sebagai pengatur *backwater*.

- Perhitungan Dimensi Pintu Air

Direncanakan pintu air menggunakan pelat baja. Untuk mendapatkan tebal pintu air, digunakan rumus gaya hidrostatik akibat air dan menghitung  $M_{max}$  pada daun pintu.

Dimana :

$$\gamma_{air} = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$H_1 = H_{saluran} - H_{pintu}$$

Direncanakan pintu air terbuat dari plat baja

a. Mencari tekanan air menggunakan rumus :

$$\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$$

$$P_1 = \gamma_w \times h_{air}$$

$$P_2 = \gamma_w \times h_1$$

Sehingga beban yang bekerja pada pintu akibat tekanan air:

$$q = \frac{p_1 + p_2}{2} \times h \times p$$

b. Momen maksimum pada daun pintu menggunakan rumus :

$$M_{max} = \frac{1}{8} \times q \times b^2$$

c. Tebal daun pintu yang dibutuhkan menggunakan rumus :

$$\Sigma = \text{tegangan ijin baja (1600 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma = \frac{M}{W}$$

$$w \geq \frac{m}{\sigma}$$

$$t = \sqrt{\frac{6 \times w}{b}}$$

- d. Kontrol tebal plat terhadap kelendutan menggunakan rumus:

Lendutan ijin,  $\bar{f} = \frac{L}{360}$

Lendutan yang terjadi,

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E \times I}$$

$$f \text{ cm} \leq \bar{f}$$

- Perencanaan Diameter Stang Pintu (direncanakan dari baja)

$$\gamma_{\text{baja}} = 7,85 \text{ t/m}^3 = 7850 \text{ kg/m}^3$$

Berat pintu W terdiri dari :

**Akibat berat sendiri**

$$\text{Berat daun pintu} = G$$

$$\text{Berat pelat penyambung, baut, dan stang pintu} = 25\% G$$

$$\text{Berat total (W)} = G + 25\% G = 1,25 G$$

**Akibat tekanan air**

$$H_a = q \times H_{\text{pintu}}$$

**Gaya gesek pelat dengan air**

$$G = f \times H_a$$

Dimana :

$$f = \text{koefisien gesek} = 0,4$$

**Pada saat pintu dinaikan**

$$\text{Beban yang bekerja} = w \text{ (berat pintu)} (\downarrow) + G \text{ (gaya gesek)} (\downarrow)$$

$$\text{Str (gaya tarik pada stang)} = A \times \sigma$$

$$d1 = \sqrt{\frac{4 \times \text{Str}}{\pi \times 1600}}$$

**Pada saat pintu diturunkan**

$$\text{Beban yang bekerja} = w \text{ (berat pintu)} (\downarrow) + G \text{ (gaya gesek)} (\uparrow)$$

$$\text{Str (gaya tarik pada stang)} = A \times \sigma$$

$$d2 = \sqrt{\frac{\text{Str}}{\pi \times 400}}$$

(Sumber : Soesanto, 2010)



*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## **BAB III METODOLOGI**

### **3.1. Umum**

Metodologi merupakan sekumpulan dari peraturan, kegiatan atau prosedur yang disusun untuk mempermudah pelaksanaan tugas akhir dan bertujuan untuk menyelesaikan permasalahan sesuai dengan tujuan tugas akhir yang telah ditetapkan dalam penerapan disiplin ilmu.

### **3.2. Tahap Persiapan**

Tahap persiapan merupakan rangkaian kegiatan sebelum memulai pengumpulan dan pengolahan data. Dalam tahap awal ini disusun hal-hal penting yang harus segera dilakukan dengan tujuan untuk mengefektifkan waktu dan pekerjaan.

#### **3.2.1. Studi Lapangan**

Tahapan ini merupakan peninjauan secara langsung kondisi lapangan serta mengumpulkan data-data berupa foto, wawancara dengan warga sekitar, dan penyusuran saluran eksisting sekitar lokasi Perumahan Sukolilo *Park Regency*. Studi lapangan dilakukan untuk menghindari adanya perbedaan data yang didapat dengan kondisi lapangan, sehingga dapat memperkecil kesalahan analisis terhadap permasalahan yang terjadi di lokasi.

#### **3.2.2. Studi Literatur**

Studi literatur dilakukan untuk mendapatkan informasi mengenai perencanaan drainase sehingga mempermudah dalam pengumpulan data, analisis data maupun dalam penyusunan hasil perencanaan. Studi literatur dapat berasal dari jurnal, buku perkuliahan, buku-buku penunjang lainnya, serta Instansi-instansi terkait yang dapat membantu dalam pengerjaan tugas akhir ini, diantaranya :

- Peta SDMP (*Surabaya Drainage Master Plan*)
- Buku referensi tentang hidrologi dan hidrolika saluran terbuka
- Buku referensi tentang sistem drainase

### 3.3. Pengumpulan Data

Tahap ini merupakan tahap pengumpulan data-data untuk membantu jalannya studi. Data yang dikumpulkan merupakan data sekunder yang diambil dari data instansi terkait, literatur, dan topik sejenis sebagai berikut :

#### 3.3.1. Data Hidrologi

Data hidrologi berupa data curah hujan stasiun yang berpengaruh. Data curah hujan ini diperlukan untuk menghitung curah hujan rencana dengan periode ulang dan dinyatakan dalam mm. Perhitungan curah hujan rencana dalam tugas akhir ini menggunakan data hujan yang diperoleh dari DPU Pengairan Balai Pengolahan Sumberdaya Air Wilayah Sungai Buntung Peketingan Surabaya.

#### 3.3.2. Data Peta

Data peta terdiri dari :

- Peta Topografi  
Peta topografi digunakan untuk mengetahui kontur lokasi guna mencari arah aliran eksisting dari elevasi kontur.
- *Layout Kawasan*  
Digunakan untuk menentukan besarnya *catchment area* yang masuk ke masing-masing saluran drainase, serta menentukan jaringan drainase di kawasan Perumahan Sukolilo *Park Regency*.
- Peta SDMP (*Surabaya Drainage Master Plan*)  
Digunakan untuk mengetahui skema jaringan drainase serta letak saluran

#### 3.3.3. Data Hidrolika

Data hidrolika berupa jaringan drainase saluran dan dimensi penampang saluran eksisting lokasi studi.

### 3.4. Tahap Analisis dan Perhitungan

Setelah semua data-data yang diperlukan telah terkumpul, maka dapat dilakukan analisis untuk menyelesaikan permasalahan

dalam pengerjaan tugas akhir Perencanaan Sistem Drainase Perumahan Sukolilo *Park Regency*, yang meliputi :

#### **3.4.1. Analisis Hidrologi**

1. Menentukan stasiun hujan dan menghitung hujan wilayah (lihat subbab 2.1.1)
2. Menghitung hujan rencana dengan perhitungan distribusi probabilitas dengan metode distribusi normal, log normal, Log Pearson III, Gumbel dan uji kecocokan parameter distribusi menggunakan uji Chi Kuadrat dan uji Smirnov-Kolmogorov (lihat subbab 2.1.2)
3. Menghitung debit banjir rencana, meliputi perhitungan koefisien pengaliran (C), perhitungan waktu konsentrasi (tc), perhitungan intensitas hujan (I). Dalam perhitungan debit rencana menggunakan metode rasional (lihat subbab 2.1.3)

#### **3.4.2. Analisis Hidrolika**

1. Menganalisis skema jaringan sistem drainase eksisting
2. Menghitung dimensi penampang saluran eksisting (lihat sub bab 2.2.1.1 dan 2.2.1.3)

#### **3.4.3. Kontrol Kapasitas Saluran Eksisting**

Kontrol kapasitas saluran eksisting untuk memeriksa apakah saluran eksisting Perumahan Sukolilo *Park Regency* mampu menampung dan mengalirkan air menuju saluran pembuang sementara saat hujan terjadi dengan intensitas tinggi tanpa menyebabkan terjadinya banjir.

#### **3.4.4. Perencanaan Saluran Baru**

Apabila kontrol kapasitas eksisting saluran tidak mampu menampung debit banjir rencana, direncanakan penampang saluran baru dengan melakukan perhitungan kapasitas penampang saluran meliputi perhitungan dimensi penampang saluran, elevasi penampang, dan tinggi jagaan (lihat subbab 2.2.1.2 dan 2.2.1.3)

### **3.4.5. Kontrol Elevasi Saluran Pembuang**

Kontrol elevasi muka air di saluran pembuang sementara terhadap elevasi muka air *outlet* pada sistem drainase Perumahan Sukolilo *Park Regency* dilakukan setelah menghitung sistem drainase yang baru. Elevasi muka air saluran pembuang sementara harus lebih rendah dari elevasi muka air *outlet*.

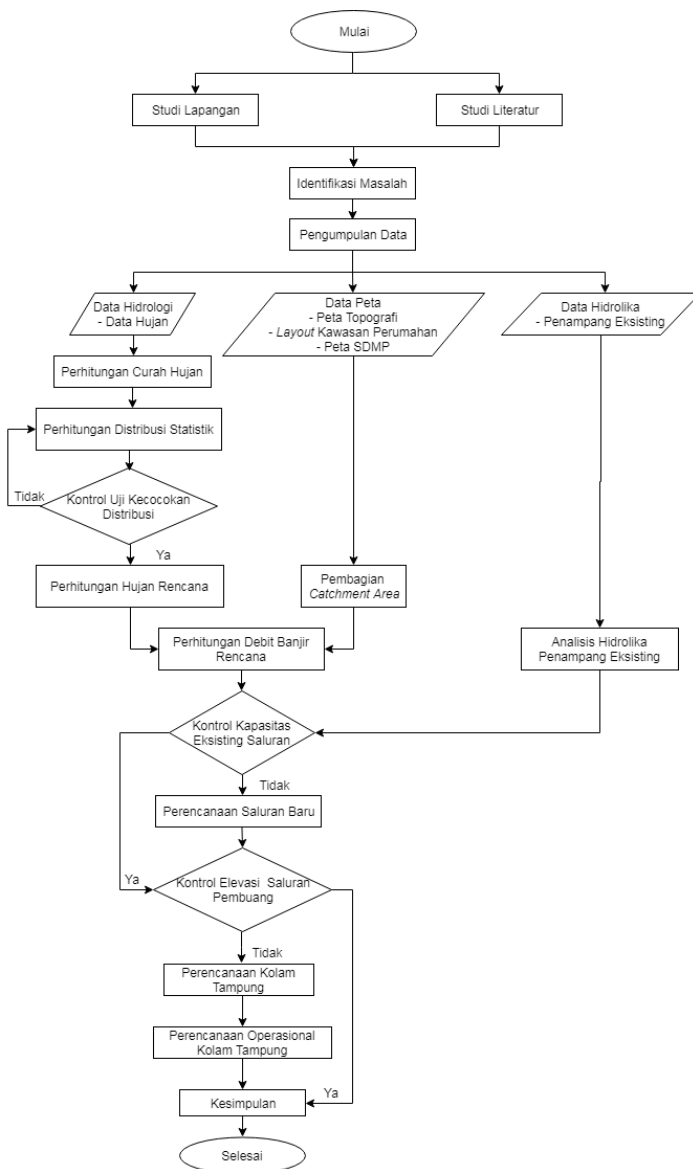
### **3.4.6. Perencanaan Kolam Tampung**

Merencanakan kolam tampung dengan analisis pintu air dan pompa air serta operasionalnya. (lihat subbab 2.2.2, 2.2.3, 2.2.4)

### **3.5. Kesimpulan**

Berupa hasil dari analisis data yang bertujuan mengatasi banjir di Perumahan Sukolilo *Park Regency*. Hasil akhir berupa desain skema jaringan drainase, dimensi saluran yang didapat dari hasil analisis yang telah dilakukan, perencanaan dan operasional kolam tampung.

Untuk memudahkan pengerjaan tugas akhir ini, maka perlu dibuat diagram alir. Tahapan pengerjaan tugas akhir ini ditunjukkan pada Gambar 3.1.



Gambar 3. 1 Diagram Alir Kegiatan Penyusunan Tugas Akhir

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

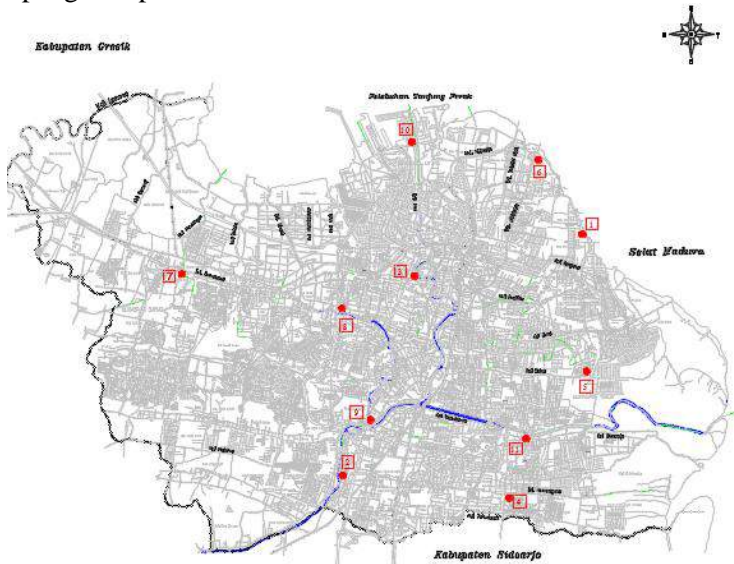
## BAB IV PEMBAHASAN

### 4.1. Analisis Hidrologi

Analisis ini bertujuan untuk mengetahui besar dari debit banjir rencana dengan periode ulang tertentu ( $Q_{th}$ ). Data yang digunakan dalam perhitungan ini yaitu data curah hujan.

#### 4.1.1. Penentuan Hujan Wilayah

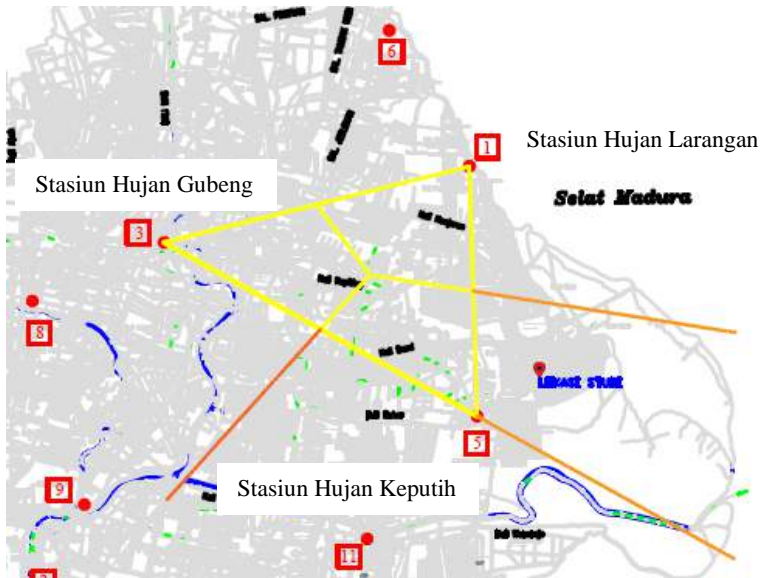
Langkah awal sebelum melakukan analisis curah hujan rata-rata harian yaitu menentukan lokasi stasiun hujan yang digunakan. Kota Surabaya memiliki 11 lokasi stasiun penangkar curah hujan yaitu stasiun hujan Larangan, Kebon Agung, Gubeng, Wonorejo, Keputih, Kedung Cowek, Kandangan, Banyu Urip, Gunungsari, Perak, Wonokromo. Lokasi stasiun hujan yang ditentukan akan mempengaruhi data curah hujan yang berpengaruh pada lokasi studi.



Gambar 4. 1 Letak Stasiun Hujan Kota Surabaya  
(Sumber : Surabaya Drainage Master Plan, 2011)



Ada tiga stasiun hujan yang berpengaruh di lokasi studi pada awal analisis. Tiga stasiun hujan tersebut yaitu (1) Stasiun Larangan, (2) Stasiun Gubeng, dan (3) Stasiun Keputih. Setelah dilakukan analisis menggunakan metode Poligon Thiessen dengan cara menghubungkan antara tiga stasiun kemudian dipotong tegak lurus pada tengah sumbu, diperoleh satu stasiun hujan yang berpengaruh pada sistem drainase perumahan lokasi studi yaitu Stasiun Hujan Keputih. Dapat dilihat pada Gambar 4.2.



Gambar 4. 2 Hasil Metode Poligon Thiessen  
(Sumber : Surabaya Drainage Master Plan, 2011)

Perhitungan curah hujan rencana menggunakan data hujan yang diperoleh dari DPU Pengairan Balai Pengolahan Sumberdaya Air Wilayah Sungai Buntung Peking Surabaya. Data hujan yang digunakan adalah data hujan harian selama 18 tahun terakhir, mulai tahun 2000 sampai dengan tahun 2017. Tabel data hujan harian Stasiun Hujan Keputih tahun 2000 hingga 2017 dapat dilihat pada Lampiran Tabel 1 sampai dengan Lampiran Tabel 18. Dari data hujan harian tersebut, dicari hujan maksimum setiap tahun, dapat dilihat pada Tabel 4.1.

Tabel 4. 1 Data Curah Hujan Harian Maksimum Stasiun Keputih Kota Surabaya

Tahun	Tinggi Curah Hujan Maksimum di-Bulan												R
	Jan (mm)	Feb (mm)	Mar (mm)	Apr (mm)	Mei (mm)	Juni (mm)	Juli (mm)	Agst (mm)	Sept (mm)	Okt (mm)	Nov (mm)	Des (mm)	max (mm)
2000	86	58	88	34	80	20	0	0	0	29	30	80	88
2001	49	56	82	89	23	25	42	0	0	64	42	103	103
2002	123	21	42	65	32	0	2	0	0	0	6,3	83,2	123
2003	102	60	42	32	30	12	0	0	0	9	60	0	102
2004	52	41	53	21	36	45	0	0	0	0	43	58	58
2005	50	47	78	23	44	30	45	20	0	20	26	110	110
2006	140	57	60	58	30	5	0	0	0	0	0	80	140
2007	75	50	55	20	17	15	0	0	0	0	84	127	127
2008	86	90	50	0	15	0	0	0	0	33	75	60	90
2009	120	50	84	15	25	50	0	0	0	0	16	50	120
2010	40	46	52	35	35	25	9	10	25	46	46	90	90
2011	26	47	30	54	31	0	0	0	0	23	78	57	78
2012	85	67	35	30	24	0	0	0	0	4	47	64	85
2013	66	50	53	80	70	52	65	0	0	0	30	0	80
2014	65	70	67	60	0	0	0	0	0	0	30	134	134
2015	60,5	84	59	25	42	0	0	0	0	0	59	40	84
2016	59	85	34	59	164	16	45	31,5	69	71	62	35	164
2017	63	74	52	38,5	15	20	8	0	0	0	124	60	124

(Sumber : DPU Pengairan Balai Pengolahan Sumberdaya Air Wilayah Sungai Buntung Peking Surabaya)

#### 4.1.2. Analisis Curah Hujan Maksimum Harian Rencana

Curah hujan harian rencana diperlukan untuk menentukan debit banjir rencana pada daerah tinjauan. Analisis ini sesuai dengan kriteria saluran dan luasan daerah tangkapan yang kemudian menentukan periode ulang rencana. Periode ulang rencana ini menandakan tingkat layanan dari sistem drainase yang direncanakan. Untuk daerah permukiman umumnya dipilih hujan rencana dengan periode ulang 1,25-15 tahun (Lasminto, 2015).

Periode ulang rencana saluran tersier dan sekunder pada pengerjaan tugas akhir ini adalah 5 tahun serta mengacu Tabel 4.2.

Tabel 4. 2 Periode Ulang (Tahun) untuk Perencanaan Saluran Kota dan Bangunannya

No.	Distribusi	PUH (Tahun)
1	Saluran Mikro Pada Daerah	
	Lahan rumah, taman, kebun, kuburan, lahan tak terbangun	2
	Kesibukan dan perkantoran	5
	Perindustrian	
	Ringan	5
	Menengah	10
	Berat	25
	Super berat/proteksi negara	50
2	Saluran Tersier	
	Resiko Kecil	2
	Resiko Besar	5
3	Saluran Sekunder	
	Tanpa Resiko	2
	Resiko Kecil	5
	Resiko Besar	10
4	Saluran Primer (Induk)	
	Resiko Kecil	10
	Resiko Besar	25
	Atau :	
	Luas DAS (25-50) Ha	5
	Luas DAS (50-100) Ha	(5-10)

Lanjutan Tabel 4.2 Periode Ulang (Tahun) untuk Perencanaan Saluran Kota dan Bangunannya

No.	Distribusi	PUH (Tahun)
	Luas DAS (100-1300) Ha	(10-25)
	Luas DAS (1300-6500) Ha	(25-50)
5	Pengendali Banjir Makro	100
6	Gorong-gorong	
	Jalan Raya Biasa	10
	Jalan By Pass	25
7	Saluran Tepian	
	Jalan Raya Biasa	5-10
	Jalan By Pass	10-25
	Jalan Ways	25-50

(Sumber : Suripin, 2004)

Analisis curah hujan maksimum harian rencana dalam pengerjaan tugas akhir ini menggunakan beberapa metode distribusi frekuensi yaitu :

1. Metode Distribusi Normal
2. Metode Distribusi Log Normal
3. Metode Gumbel
4. Metode Log Pearson III

Dari beberapa metode tersebut, diambil hasil yang memenuhi persyaratan yang telah ditentukan.

#### 4.1.2.1. Metode Distribusi Normal

Langkah-langkah perhitungan metode distribusi normal sebagai berikut:

1. Menyusun data curah hujan harian Stasiun Hujan Keputih Surabaya dari nilai terbesar hingga terkecil. Adapun curah hujan yang terbesar terjadi pada tahun 2016 yaitu 164 mm dan nilai terkecil pada tahun 2004 yaitu 58 mm.

(Tabel 4.3 kolom 3)

2. Menghitung harga rata-rata curah hujan menggunakan rumus :

$$\bar{X} = \frac{X_1 + X_2 + \dots + X_n}{n} \text{ atau } \bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i$$

$$\bar{X} = \frac{X_1 + X_2 + \dots + X_n}{n} = \frac{1}{18} \times 1900 = 105,556 \text{ mm}$$

(Tabel 4.3 kolom 4)

3. Menghitung kuadrat dari selisih curah hujan dengan curah hujan rata-rata dengan rumus  $(X - \bar{X})^2$   
(Tabel 4.3 kolom 6)

4. Menghitung standar deviasi data hujan

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}$$

$$S = \sqrt{\frac{1}{18-1} \times 12116,444} = 26,697 \text{ mm}$$

5. Menghitung harga koefisien variasi data hujan

$$C_v = \frac{s}{x} = \frac{26,697}{105,556} = 0,253$$

6. Menghitung harga koefisien kemencengan data hujan

$$C_s = \frac{n}{(n-1)(n-2)S^3} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3$$

$$C_s = \frac{18}{(18-1)(18-2) \times 26,697^3} \times 111194,840 = 0,3867$$

7. Menghitung harga koefisien kortusis (keruncingan) data hujan

$$C_k = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^4$$

$$C_k = \frac{18^2}{(18-1)(18-2)(18-3) \times 26,697^4} \times 20917626,782 = 3,270$$

8. Menghitung hujan rencana 5 tahun

$$X_T = \bar{X} + K_T x S$$

Dimana:

$X_T$  = Perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang T-tahunan,

$\bar{X}$  = Nilai rata-rata hitung variant,

S = Deviasi standar nilai variant,

$K_T$  = Faktor frekuensi

Berdasarkan Tabel 2.5 Nilai Variabel Reduksi Gauss, untuk periode ulang 5 tahun diperoleh nilai  $K_T = 0,84$

$$X_T = \bar{X} + K_T \times S$$

$$X_5 = 105,556 + 0,84 \times 26,697$$

$$X_5 = 127,981 \text{ mm}$$

Rekapitulasi perhitungan parameter statistik untuk Distribusi Normal, Distribusi Gumbel dan Distribusi Pearson III ditunjukkan pada Tabel 4.3.

Tabel 4. 3 Rekapitulasi Perhitungan Parameter Statistik untuk Distribusi Normal, Distribusi Gumbel dan Distribusi Pearson III

No	Tahun	R Max (X)	$\bar{X}$	(X - $\bar{X}$ )	(X - $\bar{X}$ ) <sup>2</sup>	(X - $\bar{X}$ ) <sup>3</sup>	(X - $\bar{X}$ ) <sup>4</sup>
		(mm)	(mm)				
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1	2016	164	105,556	58,444	3415,753	199631,791	11667369,147
2	2006	140	105,556	34,444	1186,420	40865,569	1407591,831
3	2014	134	105,556	28,444	809,086	23014,014	654620,835
4	2007	127	105,556	21,444	459,864	9861,532	211475,080
5	2017	124	105,556	18,444	340,198	6274,754	115734,360
6	2002	123	105,556	17,444	304,309	5308,495	92603,750
7	2009	120	105,556	14,444	208,642	3013,717	43531,474
8	2005	110	105,556	4,444	19,753	87,791	390,184
9	2001	103	105,556	-2,556	6,531	-16,690	42,652
10	2003	102	105,556	-3,556	12,642	-44,949	159,820
11	2008	90	105,556	-15,556	241,975	-3764,060	58552,050
12	2010	90	105,556	-15,556	241,975	-3764,060	58552,050
13	2000	88	105,556	-17,556	308,198	-5410,579	94985,718
14	2012	85	105,556	-20,556	422,531	-8685,357	178532,331
15	2015	84	105,556	-21,556	464,642	-10015,616	215892,165
16	2013	80	105,556	-25,556	653,086	-16689,986	426521,872
17	2011	78	105,556	-27,556	759,309	-20923,171	576549,614
18	2004	58	105,556	-47,556	2261,531	-107548,357	5114521,850
$\Sigma$		<b>1900</b>	<b>1900</b>		<b>12116,444</b>	<b>111194,840</b>	<b>20917626,782</b>

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

#### 4.1.2.2. Metode Distribusi Log Normal

Langkah untuk menentukan kurva Distribusi Log Normal dengan mentukan logaritma dari semua nilai variat X.

1. Menyusun data curah hujan harian Stasiun Hujan Keputih Surabaya dari nilai terbesar hingga terkecil. Adapun curah hujan yang terbesar terjadi pada tahun 2016 yaitu 164 mm dan nilai terkecil pada tahun 2004 yaitu 58 mm.

(Tabel 4.4 kolom 3)

2. Menghitung nilai rata rata curah hujan

$$Y = \log X = \frac{\sum \log x}{n}$$

$$Y = \log X = \frac{36,18}{18} = 2,010$$

3. Menghitung kuadrat dari selisih curah hujan dengan curah hujan rata-rata dengan rumus :  $(y - \bar{Y}^2)$

(Tabel 4.4 kolom 7)

4. Menghitung harga standar deviasi data hujan

$$\overline{S \log X} = \sqrt{\frac{\sum (y - \bar{y}^2)}{n-1}}$$

$$\overline{S \log X} = \sqrt{\frac{0,213}{18-1}} = 0,112$$

5. Menghitung nilai koefisien variasi data hujan

$$Cv = \frac{\overline{S \log X}}{\bar{y}}$$

$$Cv = \frac{0,112}{2,010} = 0,056$$

6. Menghitung nilai koefisien kemencengan (Cs)

$$Cs = \frac{n}{(n-1)(n-2)S^3} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^3$$

$$CS = \frac{18 \times -0,005}{(18-1)(18-2)(0,112)^3} = -0,223$$

7. Menghitung nilai koefisien ketajaman (Ck)

$$C_k = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^4$$

$$Ck = \frac{18^2 \times 0,007}{(18-1)(18-2)(18-3)(0,112)^4} = 3,371$$

## 8. Menghitung hujan rencana 5 tahun

$$Y_T = \bar{Y} + K_T x S$$

dimana:

$Y_T$  = Perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang T-tahunan,

$\bar{Y}$  = Nilai rata-rata hitung variant,

S = Deviasi standar nilai variant,

$K_T$  = Faktor frekuensi

Nilai  $K_T = 0,84$  berdasarkan Tabel 2.5 Nilai Variabel Reduksi Gauss untuk periode ulang 5 tahun.

No	Periode Ulang, T (tahun)	Peluang	$K_T$
1	1,001	0,999	-3,05
2	1,005	0,995	-2,58
3	1,010	0,99	-2,33
4	1,050	0,95	-1,64
5	1,110	0,9	-1,28
6	1,250	0,8	-0,84
7	1,330	0,75	-0,67
8	1,430	0,7	-0,52
9	1,670	0,6	-0,25
10	2,000	0,5	0
11	2,5	0,4	0,25
12	3,33	0,3	0,52
13	4	0,25	0,67
14	5	0,2	0,84
15	10	0,1	1,28
16	20	0,05	1,64
17	50	0,02	2,05
18	100	0,01	2,33
19	200	0,005	2,58
20	500	0,002	2,88
21	1000	0,001	3,09

(Sumber : Suripin, 2004)



$$Y_T = \bar{Y} + K_T \times S$$

$$Y_5 = 2,010 + 0,84 \times 0,112$$

$$Y_5 = 2,104 \text{ mm}$$

Tabel rekapitulasi perhitungan parameter statistik untuk Distribusi Log Normal dan Distribusi Log Pearson III dapat dilihat pada Tabel 4.4 berikut.

Tabel 4. 4 Rekapitulasi Perhitungan Parameter Statistik untuk Distribusi Log Normal dan Distribusi Log Pearson III

No	Tahun	R max (X) mm	Y = Log X	$\bar{Y}$	(Y- $\bar{Y}$ )	(Y- $\bar{Y}$ ) <sup>2</sup>	(Y- $\bar{Y}$ ) <sup>3</sup>	(Y- $\bar{Y}$ ) <sup>4</sup>
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
1	2016	164	2,215	2,010	0,205	0,042	0,0086	0,00176
2	2006	140	2,146	2,010	0,136	0,018	0,0025	0,00034
3	2014	134	2,127	2,010	0,117	0,014	0,0016	0,00019
4	2007	127	2,104	2,010	0,094	0,009	0,0008	0,00008
5	2017	124	2,093	2,010	0,083	0,007	0,0006	0,00005
6	2002	123	2,090	2,010	0,080	0,006	0,0005	0,00004
7	2009	120	2,079	2,010	0,069	0,005	0,0003	0,00002
8	2005	110	2,041	2,010	0,031	0,001	0,0000	0,00000
9	2001	103	2,013	2,010	0,003	0,000	0,0000	0,00000
10	2003	102	2,009	2,010	-0,002	0,000	0,0000	0,00000
11	2008	90	1,954	2,010	-0,056	0,003	-0,0002	0,00001
12	2010	90	1,954	2,010	-0,056	0,003	-0,0002	0,00001
13	2000	88	1,944	2,010	-0,066	0,004	-0,0003	0,00002
14	2012	85	1,929	2,010	-0,081	0,007	-0,0005	0,00004
15	2015	84	1,924	2,010	-0,086	0,007	-0,0006	0,00005
16	2013	80	1,903	2,010	-0,107	0,011	-0,0012	0,00013
17	2011	78	1,892	2,010	-0,118	0,014	-0,0016	0,00019
18	2004	58	1,763	2,010	-0,247	0,061	-0,0150	0,00370
$\Sigma$		<b>1900</b>	<b>36,182</b>			<b>0,213</b>	<b>-0,005</b>	<b>0,007</b>

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

#### 4.1.2.3. Metode Distribusi Gumbel

Harga curah hujan rata-rata, harga standar deviasi, harga Cv, harga Cs, dan harga Ck pada perhitungan metode Gumbel sama dengan harga hasil dari perhitungan metode Normal.

Rumus yang digunakan untuk menghitung hujan rencana 5 tahun :  $X_T = \bar{X} + K_T \times S$

dimana:

$\bar{X}$  = Nilai rata-rata hitung variant,

S = Deviasi standar nilai variant,

Nilai K (faktor probabilitas) untuk harga-harga ekstrim

Gumbel dapat dinyatakan dalam persamaan:  $K_T = \frac{Y_{Tr} - Y_n}{S_n}$

dimana:

$Y_n$  = *reduced mean* yang tergantung jumlah sampel atau data n (Tabel 2.7)

$S_n$  = *reduced standard deviation* yang tergantung pada jumlah sampel atau data n (Tabel 2.8)

$Y_{Tr}$  = *reduced variate* (Tabel 2.6)

Contoh perhitungannya sebagai berikut :

- Menyusun data curah hujan harian Stasiun Hujan Keputih Surabaya dari nilai terbesar hingga terkecil. Adapun curah hujan yang terbesar terjadi pada tahun 2016 yaitu 164 mm dan nilai terkecil pada tahun 2004 yaitu 58 mm.

(Tabel 4.4 kolom 3)

- Menghitung harga rata-rata curah hujan

$$\bar{X} = \frac{X_1 + X_2 + \dots + X_n}{n} \text{ atau } \bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i$$

$$\bar{X} = \frac{X_1 + X_2 + \dots + X_n}{n} = \frac{1}{18} \times 1900 = 105,556 \text{ mm}$$

(Tabel 4.3 kolom 4)

- Menghitung kuadrat dari selisih curah hujan dengan curah hujan rata-rata dengan rumus  $(x - \bar{X})^2$

(Tabel 4.3 kolom 6)

- Menghitung standar deviasi data hujan

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}$$

$$S = \sqrt{\frac{1}{18-1} \times 12116,444} = 26,697 \text{ mm}$$

- Menghitung harga koefisien variasi data hujan

$$C_v = \frac{s}{x} = \frac{26,697}{105,556} = 0,253$$

7. Menghitung harga koefisien kemencengan data hujan

$$Cs = \frac{n}{(n-1)(n-2)s^3} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3$$

$$Cs = \frac{18}{(18-1)(18-2) \times 26,697^3} \times 111194,840 = 0,3867$$

8. Menghitung harga koefisien kortusis (keruncingan) data hujan

$$C_k = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)s^4} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^4$$

$$C_k = \frac{18^2}{(18-1)(18-2)(18-3) \times 26,697^4} \times 20917626,782 = 3,270$$

9. Menghitung hujan rencana 5 tahun

Diperoleh dari tabel untuk periode ulang 5 tahun :

•  $Y_{Tr} = 1,5004$  (Tabel 2.6 Nilai *Reduced Variate* (YTr))

Periode Ulang (tahun)	Reduced Variate
2	0,3668
5	1,5004
10	2,2510
20	2,9709
25	3,1993
50	3,9028
75	4,3117
100	4,6012
200	5,2969
250	5,5206
500	6,2149
1000	6,9087
5000	8,5188
10000	9,2121

(Sumber : Suripin, 2004)

- Jumlah data hujan harian yaitu selama 18 tahun ( $n=18$ ), diperoleh  $Y_n = 0,5202$  (Tabel 4.5)

Tabel 4. 5 Hubungan *Reduced Mean* ( $Y_n$ ) dan Jumlah Data ( $n$ )

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,4952	0,4996	0,5035	0,5070	0,5100	0,5128	0,5157	0,5181	0,5202	0,5220
20	0,5236	0,5252	0,5268	0,5283	0,5296	0,5309	0,5320	0,5332	0,5343	0,5353
30	0,5362	0,5371	0,5380	0,5388	0,5396	0,5403	0,5410	0,5418	0,5424	0,5430
40	0,5463	0,5442	0,5448	0,5453	0,5458	0,5463	0,5468	0,5473	0,5477	0,5481
50	0,5485	0,5489	0,5493	0,5497	0,5501	0,5504	0,5508	0,5511	0,5515	0,5518
60	0,5521	0,5524	0,5527	0,5530	0,5533	0,5535	0,5538	0,5540	0,5543	0,5545
70	0,5548	0,5550	0,5552	0,5555	0,5557	0,5559	0,5561	0,5563	0,5565	0,5567
80	0,5569	0,5570	0,5572	0,5574	0,5576	0,5578	0,5580	0,5581	0,5583	0,5585
90	0,5586	0,5587	0,5589	0,5591	0,5592	0,5593	0,5595	0,5596	0,5598	0,5599
100	0,5600	0,5602	0,5603	0,5604	0,5606	0,5607	0,5608	0,5608	0,5610	0,5611

(Sumber : Suripin, 2004)

Berdasarkan Tabel 4.6, diperoleh  $S_n = 1,0493$

Tabel 4. 6 Hubungan *Reduced Standard Deviation* ( $S_n$ ) dan Jumlah Data ( $n$ )

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,9496	0,9676	0,9833	0,9971	1,0095	1,0206	1,0316	1,0411	1,0493	1,0565
20	1,0628	1,0696	1,0754	1,0811	1,0864	1,0915	1,0961	1,1004	1,1047	1,1080
30	1,1124	1,1159	1,1193	1,1226	1,1255	1,1285	1,1313	1,1339	1,1363	1,1388
40	1,1413	1,1436	1,1458	1,1480	1,1499	1,1519	1,1538	1,1557	1,1574	1,1590
50	1,1607	1,1623	1,1638	1,1658	1,1667	1,1681	1,1696	1,1708	1,1721	1,1734
60	1,1747	1,1759	1,1770	1,1782	1,1793	1,1803	1,1814	1,1824	1,1834	1,1844
70	1,1854	1,1863	1,1873	1,1881	1,1890	1,1898	1,1906	1,1915	1,1923	1,1930
80	1,1938	1,1945	1,1953	1,1959	1,1967	1,1973	1,1980	1,1987	1,1994	1,2001
90	1,2007	1,2013	1,2020	1,2026	1,2032	1,2038	1,2044	1,2049	1,2055	1,2060
100	1,2065	1,2069	1,2073	1,2077	1,2081	1,2081	1,2087	1,2090	1,2093	1,2096

(Sumber : Suripin, 2004)

Jumlah data = 18

$$K_T = \frac{YTr - Yn}{Sn}$$

$$K_T = \frac{1,5004 - 0,5202}{1,0493} = 1,005$$

$$S = 26,697 \text{ mm}$$

Untuk perhitungan hujan rencana 5 tahun :

$$X_T = \bar{X} + K_T \times S$$

$$X_5 = 105,556 + 1,005 \times 26,697 = 132,376 \text{ mm}$$

#### 4.1.2.4. Metode Distribusi Log Pearson III

Harga curah hujan rata-rata, harga standar deviasi, harga Cv, harga Cs, dan harga Ck pada perhitungan metode Log Pearson III sama dengan harga hasil dari perhitungan metode Log Normal.

Rumus yang digunakan untuk menghitung hujan rencana 5 tahun :  $Y_T = \bar{Y} + K_T \times S$

dimana:

$Y_T$  = Perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang T-tahunan

$\bar{Y}$  = Nilai rata-rata hitung variant

S = Deviasi standar nilai variant

$K_T$  = Faktor frekuensi (Tabel 2.3)

Contoh perhitungannya sebagai berikut :

1. Menyusun data curah hujan harian Stasiun Hujan Keputih Surabaya dari nilai terbesar hingga terkecil. Adapun curah hujan yang terbesar terjadi pada tahun 2016 yaitu 164 mm dan nilai terkecil pada tahun 2004 yaitu 58 mm.

(Tabel 4.4 kolom 3)

2. Menghitung nilai rata rata curah hujan

$$Y = \log X = \frac{\sum \log x}{n}$$

$$Y = \log X = \frac{36,18}{18} = 2,010$$

3. Menghitung kuadrat dari selisih curah hujan dengan curah hujan rata-rata dengan rumus :  $(y - \bar{Y}^2)$   
(Tabel 4.4 kolom 7)

4. Menghitung harga standar deviasi data hujan

$$\overline{S \log X} = \sqrt{\frac{\sum (y - \bar{y}^2)}{n-1}}$$

$$\overline{S \log X} = \sqrt{\frac{0,213}{18-1}} = 0,112$$

5. Menghitung nilai koefisien variasi data hujan

$$Cv = \frac{\overline{S \log X}}{\bar{y}}$$

$$Cv = \frac{0,112}{2,010} = 0,056$$

6. Menghitung nilai koefisien kemencengan (Cs)

$$Cs = \frac{n}{(n-1)(n-2)S^3} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^3$$

$$Cs = \frac{18 \times -0,005}{(18-1)(18-2)(0,112)^3} = -0,223$$

7. Menghitung nilai koefisien ketajaman (Ck)

$$Ck = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^4$$

$$Ck = \frac{18^2 \times 0,007}{(18-1)(18-2)(18-3)(0,112)^4} = 3,371$$

8. Menghitung hujan rencana 5 tahun

$$Y_T = \bar{Y} + K_T \times S$$

Dimana:

$Y_T$  = Perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang T-tahunan,

$\bar{Y}$  = Nilai rata-rata hitung variant,

S = Deviasi standar nilai variant,

$K_T$  = Faktor frekuensi

Didapat dari hasil perhitungan :

$$Cs = -0,223$$

$$\bar{Y} = 2,010$$

$$S = 0,112$$

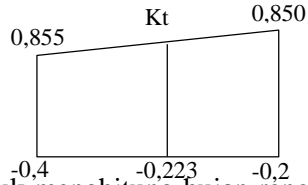
Interpolasi dari Tabel 2.9 Nilai K Distribusi Pearson Tipe III dan Log Pearson untuk memperoleh  $K_T$  periode ulang 5 tahun yaitu,

Nilai K Distribusi Log Pearson Tipe III

Koef. G (Cs)	Interval Kejadian ( <i>Recurrence interval</i> ), tahun (periode ulang)							
	1,0101	1,2500	2	5	10	25	50	100
	Persentase peluang terlampaui ( <i>Percent chance of being exceeded</i> )							
	99	80	50	20	10	4	2	1
-0.2	-2.472	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178
-0.4	-2.615	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029
-0.6	-2.755	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880
-0.8	-2.891	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733
-1.0	-3.022	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588
-1.2	-2.149	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449
-1.4	-2.271	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318
-1.6	-2.388	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197
-1.8	-3.499	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087
-2.0	-3.605	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990
-2.2	-3.705	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905
-2.4	-3.800	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832
-2.6	-3.889	-0.490	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769
-2.8	-3.973	-0.469	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714
-3.0	-7.051	-0.420	0.396	0.636	0.666	0.666	0.666	0.667

(Sumber : Suripin, 2004)

$$\begin{aligned} \frac{Kt-0,855}{0,850-0,855} &= \frac{-0,223-(-0,4)}{-0,2-(-0,4)} \\ \frac{Kt-0,855}{-0,005} &= \frac{0,177}{0,2} \\ K_T &= 0,851 \end{aligned}$$



Rumus yang digunakan untuk menghitung hujan rencana

5 tahun :  $Y_T = \bar{Y} + K_T \times S$

$$Y_5 = 2,010 + 0,851 \times 0,112$$

$$Y_5 = 2,105 \text{ mm} \rightarrow \text{Antilog } Y_5 = 127,427 \text{ mm}$$

Untuk menentukan distribusi hujan rencana yang sesuai dengan syarat-syarat parameter statistiknya, dapat dilihat pada Tabel 4.7 berikut:

Tabel 4. 7 Syarat Parameter Statistik

No	Distribusi Teoritis	Parameter Statistik Teoritis
1	Normal	Cs = 0
		Ck = 3
2	Log Normal	Cs = Cv <sup>3</sup> + 3 Cv
		Ck = Cv <sup>8</sup> + 6Cv <sup>6</sup> + 15Cv <sup>4</sup> + 16Cv <sup>2</sup> + 3
3	Gumbel	Cs = 1.14
		Ck = 5.40
4	Log Pearson III	Cs dan Ck Bebas

(Sumber : Triatmodjo, 2008)

Kesimpulan analisis distribusi dapat dilihat pada tabel 4.8 berikut:

Tabel 4. 8 Rekapitulasi Cs dan Ck Perhitungan Distribusi

No	Distribusi Teoritis	Parameter Statistik Teoritis	Hasil Analisis Parameter	Kesimpulan
1	Normal	Cs = 0	0,3867	OK
		Ck = 3	3,270	
2	Log Normal	Cs = Cv <sup>3</sup> +3Cv	-0,223	Not OK
		Cs = 0,167		
		Ck = Cv <sup>8</sup> +6Cv <sup>6</sup> +15Cv <sup>4</sup> +16Cv <sup>2</sup> +3 Ck = 3,050	3,371	
3	Gumbel	Cs = 1.14	0,3867	Not OK
		Ck = 5.4	3,270	
4	Log Pearson III	Cs bebas	0,3867	OK
		Ck bebas	3,270	

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)



Berdasarkan Tabel 4.8, didapatkan kesimpulan metode distribusi yang memenuhi syarat sifat distribusi adalah Distribusi Normal dan Distribusi Log Pearson III.

#### 4.1.3. Uji Kecocokan Distribusi

Setelah melakukan analisis frekuensi hujan, dibutuhkan pengujian parameter untuk menentukan kecocokan (*The Goodnes of Fit Test*) distribusi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan/mewakili distribusi frekuensi tersebut. Uji kecocokan dimaksudkan untuk mengetahui apakah masing-masing distribusi probabilitas tadi dapat mewakili distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengujian parameter yang dipakai yaitu :

1. Uji Chi-Kuadrat (*Chi-Square*)
  2. Uji *Smirnov-Kolmogorov*
- #### 4.1.3.1. Uji Chi-Kuadrat (*Chi Square*)

Metode ini bertujuan menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang dipilih telah mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Uji Chi Kuadrat ini menggunakan parameter  $\chi^2$ , dimana metode ini diperoleh berdasarkan rumus :

$$X_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

Dimana :

- $X_h^2$  = parameter chi-kuadrat terhitung  
 G = jumlah sub – kelompok  
 $O_i$  = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke i  
 $E_i$  = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke i

Parameter  $X_h^2$  merupakan variabel acak. Peluang untuk mencapai nilai  $X_h^2$  sama atau lebih besar dari pada nilai chi-kuadrat yang sederhana ( $X^2$ ).

Langkah pengujian Chi-Kuadrat sebagai berikut :

1. Mengurutkan data pengamatan dari yang besar ke kecil atau sebaliknya.
2. Mengelompokkan data menjadi G sub grup, tiap-tiap sub grup minimal 4 data pengamatan.

3. Menjumlahkan data pengamatan sebesar  $O_i$  (jumlah nilai pengamatan) tiap-tiap grup.
4. Menjumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar  $E_i$
5. Tiap-tiap sub grup hitung nilai :
 
$$(O_i - E_i)^2 \text{ dan } \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$
6. Menjumlahkan seluruh G sub group nilai  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$  untuk menentukan nilai chi-kuadrat hitung.
7. Menentukan derajat kebebasan  $dk = G - R - 1$  (nilai  $R = 2$ , untuk distribusi normal dan binomial, dan nilai  $R = 1$ , untuk distribusi poisson).

#### **Analisis Uji Chi Kuadrat**

Jumlah data (n) = 18

Jumlah group (k) =  $1 + 3,322 \log (n)$   
 $= 1 + 3,322 \log (218)$   
 $= 5,17 \rightarrow \text{pakai } 6$

Data pengamatan dibagi menjadi 6 sub group dengan interval peluang  $(P) = \frac{1}{6} = 0,1667$ . Besar peluang untuk setiap sub group adalah :

- Sub group 1 =  $P \leq 0,1667$
- Sub group 2 =  $0,167 \leq P \leq (0,1667 + 0,1667 = 0,333)$
- Sub group 3 =  $0,333 \leq P \leq (0,333 + 0,1667 = 0,5)$
- Sub group 4 =  $0,5 \leq P \leq (0,5 + 0,1667 = 0,667)$
- Sub group 5 =  $0,667 \leq P \leq (0,667 + 0,1667 = 0,833)$
- Sub group 6 =  $P \geq 0,833$

#### **Uji Chi Kuadrat Distribusi Normal**

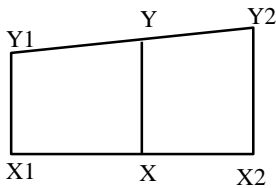
Persamaan Distribusi :

$X = \bar{X} + S . k$

$X = 105,556 + 26,697 . k$

$Cs = 0,387$

Untuk interpolasi menggunakan rumus segitiga sebagai berikut:



$$\frac{y - y_1}{y_2 - y_1} = \frac{x - x_1}{x_2 - x_1}$$

Dimana untuk :

$X = T$  (Periode ulang, Tahun)

$Y = k$  (Faktor frekuensi)

- Untuk  $P = 0,1667 \rightarrow T = \frac{1}{0,1667} = 6$  tahun

Interpolasi dari Tabel Nilai Variabel Reduksi Gauss pada Tabel 2.5 untuk mendapatkan nilai  $k$  :

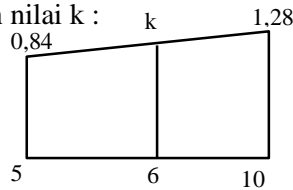
$$\frac{k - 0,84}{1,280 - 0,84} = \frac{6 - (5)}{10 - (5)}$$

$$\frac{k - 0,84}{0,4400} = \frac{1}{5}$$

$$k = 0,928$$

Maka,

$$\begin{aligned} X &= \bar{X} + S \cdot k \\ &= 105,556 + 26,697 \cdot 0,928 \\ &= 130,33 \end{aligned}$$



- Untuk  $P = 0,333 \rightarrow T = \frac{1}{0,333} = 3$  tahun

Interpolasi dari Tabel Nilai Variabel Reduksi Gauss pada Tabel 2.5 untuk mendapatkan nilai  $k$  :

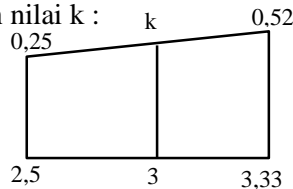
$$\frac{k - 0,25}{0,520 - 0,25} = \frac{3 - 2,5}{3,33 - 2,5}$$

$$\frac{k - 0,25}{0,2700} = \frac{1}{0,83}$$

$$k = 0,413$$

Maka,

$$\begin{aligned} X &= \bar{X} + S \cdot k \\ &= 105,556 + 26,697 \cdot 0,413 \\ &= 116,572 \end{aligned}$$



- Untuk  $P = 0,5 \rightarrow T = \frac{1}{0,5} = 2$  tahun

Dari Tabel Nilai Variabel Reduksi Gauss pada Tabel 2.5 diperoleh :

$$k = 0$$

Maka,

$$\begin{aligned} X &= \bar{X} + S \cdot k \\ &= 105,556 + 26,697 \cdot 0 \\ &= 105,556 \end{aligned}$$

- Untuk  $P = 0,667 \rightarrow T = \frac{1}{0,667} = 1,5$  tahun

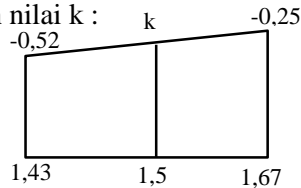
Interpolasi dari Tabel Nilai Variabel Reduksi Gauss pada Tabel 2.5 untuk mendapatkan nilai  $k$  :

$$\begin{aligned} \frac{k - (-0,52)}{-0,250 - (-0,52)} &= \frac{1,5 - 1,43}{1,67 - 1,43} \\ \frac{k - (-0,52)}{0,2700} &= \frac{0,07}{0,24} \end{aligned}$$

$$k = -0,441$$

Maka,

$$\begin{aligned} X &= \bar{X} + S \cdot k \\ &= 105,556 + 26,697 \cdot -0,441 = 93,775 \end{aligned}$$



- Untuk  $P = 0,833 \rightarrow T = \frac{1}{0,833} = 1,2$  tahun

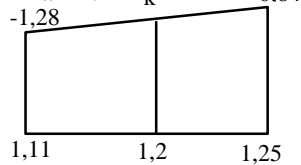
Interpolasi dari Tabel Nilai Variabel Reduksi Gauss pada Tabel 2.5 untuk mendapatkan nilai  $k$  :

$$\begin{aligned} \frac{k - (-1,28)}{-0,840 - (-1,28)} &= \frac{1,2 - 1,11}{1,25 - 1,11} \\ \frac{k - (-1,28)}{0,4400} &= \frac{0,09}{0,14} \end{aligned}$$

$$k = -0,997$$

Maka,

$$\begin{aligned} X &= \bar{X} + S \cdot k \\ &= 105,556 + 26,697 \cdot -0,997 \\ &= 78,935 \end{aligned}$$



Hasil perhitungan uji Chi Kuadrat untuk distribusi normal selengkapnya pada Tabel 4.9 berikut.

Tabel 4. 9 Rekapitulasi Perhitungan Uji Chi Kuadrat untuk Distribusi Normal

No	Nilai batas Sub Group			Jumlah data		$(O_i - E_i)^2$	$(O_i - E_i)^2 / E_i$
				O <sub>i</sub>	E <sub>i</sub>		
1	P	$\geq$	130,330	3	3	0	0
2	116,572	$\leq P \leq$	130,330	4	3	1	0,333
3	105,556	$\leq P \leq$	116,572	1	3	4	1,333
4	93,775	$\leq P \leq$	105,556	2	3	1	0,333
5	78,935	$\leq P \leq$	93,775	6	3	9	3,000
6	P	$\leq$	78,935	2	3	1	0,333
$\Sigma$				18	18		<b>5,333</b>

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

Dari Tabel 4.9 diperoleh nilai chi kuadrat seperti berikut:

- $(Xh^2) = 5,333$
- Dk (derajat kebebasan) =  $G - R - 1$   
 $Dk = 6 - 2 - 1 = 3$   
 Dimana : G = Group  
 R = 2 untuk binominal & normal
- derajat kepercayaan ( $\alpha$ ) = 5%
- tingkat kepercayaan = 95%

Didapatkan nilai  $X^2$  (Chi kritis) = 7,815 (Tabel 2.11)

dk	$\alpha$ derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,00000393	0,00016	0,00098	0,0039	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,01	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,278	9,21	10,597
3	0,00717	0,115	0,216	0,352	<b>7,815</b>	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,86
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,07	12,832	15,086	16,75
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,69	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,18	2,733	15,507	17,535	20,09	21,955
9	1,735	2,088	2,7	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,94	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,92	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,3
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819

Lanjutan Tabel 2.11 Nilai Kritis untuk Uji Chi-Kuadrat

dk	$\alpha$ derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
14	4,075	4,66	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,39	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,26	9,591	10,851	31,41	34,17	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,26	10,196	11,689	13,091	36,172	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,98	45,558
25	10,52	11,524	13,12	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,16	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,29
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,212	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

(Sumber : Suripin,2004)

Berdasarkan perhitungan didapat kesimpulan bahwa :

 $Xh^2$  (Nilai Chi Kuadrat)  $< X^2$  (Nilai Chi kritis)

5,333

 $< 7,815$ 

(Ok)

Sehingga persamaan Distribusi Normal **dapat diterima**.**Uji Chi Kuadrat Distribusi Log Pearson III**

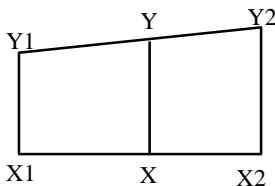
Persamaan Distribusi :

$$X = \log \bar{X} + k. S \log \bar{X}$$

$$= 2,010 + k.0,112$$

$$Cs = -0,223$$

Untuk interpolasi menggunakan rumus segitiga sebagai berikut :



$$\frac{y - y_1}{y_2 - y_1} = \frac{x - x_1}{x_2 - x_1}$$

Dimana untuk :

$X = Cs$  (Koefisien kemencengan)

$Y = k$  (Faktor frekuensi)

Tabel rekapitulasi hasil perhitungan interpolasi nilai  $K$  untuk  $Cs = -0,4$  dan  $Cs = 0,2$  dapat dilihat pada Tabel 4.10 berikut.

Tabel 4. 10 Hasil Perhitungan Interpolasi Nilai  $K$  untuk  $Cs = -0,4$  dan  $-0,2$

Cs	Periode Ulang (Tahun)								
	1,0101	1,2	1,25	1,5	2	3	5	6	10
-0,4	-2,615	-1,19	-0,816	-0,522	0,066	0,329	0,855	0,9302	1,231
-0,2	-2,472	-1,172	-0,83	-0,542	0,033	0,305	0,850	0,9316	1,258

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

- Untuk  $P = 0,1667 \rightarrow T = \frac{1}{0,1667} = 6$  tahun

Interpolasi dari Tabel 4.10 dengan  $Cs = -0,223$ , untuk mendapatkan nilai  $k$  :

$$\frac{k - 0,9302}{0,9316 - 0,9302} = \frac{-0,223 - (-0,4)}{-0,2 - (-0,4)}$$

$$\frac{k - 0,9302}{0,0004} = \frac{0,177}{0,2}$$

$$k = 0,93144$$

Maka,

$$X = \text{Log } \bar{X} + k \cdot \overline{S \text{ Log } \bar{X}}$$

$$= 2,010 + 0,9302 \cdot 0,112$$

$$= 2,114$$

Antilog  $X = 130,108$

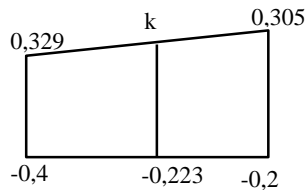
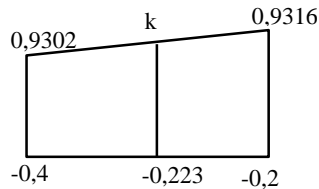
- Untuk  $P = 0,333 \rightarrow T = \frac{1}{0,333} = 3$  tahun

Interpolasi dari Tabel 4.10 dengan  $Cs = -0,223$  untuk mendapatkan nilai  $k$  :

$$\frac{k - 0,329}{0,305 - 0,329} = \frac{-0,223 - (-0,4)}{-0,2 - (-0,4)}$$

$$\frac{k - 0,329}{-0,0240} = \frac{0,177}{0,2}$$

$$k = 0,3078$$



Maka,

$$\begin{aligned} X &= \text{Log } \bar{X} + k \cdot \overline{S \text{ Log } \bar{X}} \\ &= 2,010 + 0,3078 \cdot 0,112 \\ &= 2,045 \end{aligned}$$

Antilog X = 110,805

- Untuk  $P = 0,5 \rightarrow T = \frac{1}{0,5} = 2$  tahun

Interpolasi dari Tabel 4.10 dengan  $C_s = -0,223$  untuk mendapatkan nilai k :

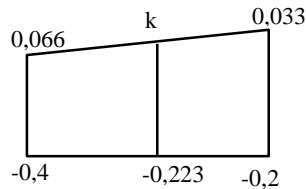
$$\begin{aligned} \frac{k-0,066}{0,033-0,066} &= \frac{-0,223-(-0,4)}{-0,2-(-0,4)} \\ \frac{k-0,066}{-0,0330} &= \frac{0,177}{0,2} \end{aligned}$$

$$k = 0,0368$$

Maka,

$$\begin{aligned} X &= \text{Log } \bar{X} + k \cdot \overline{S \text{ Log } \bar{X}} \\ &= 2,010 + 0,0368 \cdot 0,112 \\ &= 2,014 \end{aligned}$$

Antilog X = 103,338



- Untuk  $P = 0,667 \rightarrow T = \frac{1}{0,667} = 1,5$  tahun

Interpolasi dari tabel nilai K Distribusi Log Pearson Tipe III pada tabel 2.3 dengan  $C_s = -0,223$  untuk mendapatkan nilai k :

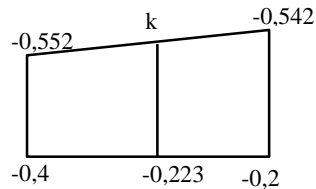
$$\begin{aligned} \frac{k-(-0,522)}{-0,542-(-0,522)} &= \frac{-0,223-(-0,4)}{-0,2-(-0,4)} \\ \frac{k-(-0,522)}{-0,02} &= \frac{0,177}{0,2} \end{aligned}$$

$$k = -0,53967$$

Maka,

$$\begin{aligned} X &= \text{Log } \bar{X} + k \cdot \overline{S \text{ Log } \bar{X}} \\ &= 2,010 + -0,53967 \cdot 0,112 \\ &= 1,950 \end{aligned}$$

Antilog X = 89,081





- Untuk  $P = 0,833 \rightarrow T = \frac{1}{0,833} = 1,2$  tahun

Interpolasi dari tabel nilai K Distribusi Log Pearson Tipe III pada tabel 2.3 dengan  $C_s = -0,223$  untuk mendapatkan nilai k :

$$\frac{k - (-1,19)}{-1,172 - (-1,19)} = \frac{-0,223 - (-0,4)}{-0,2 - (-0,4)}$$

$$\frac{k - (-1,19)}{-0,018} = \frac{0,177}{0,2}$$

$$k = -1,1741$$

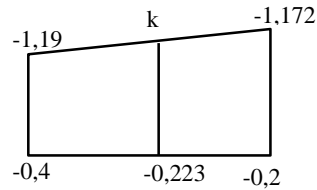
Maka,

$$X = \text{Log } \bar{X} + k \cdot \overline{S \text{ Log } \bar{X}}$$

$$= 2,010 + -1,1741 \cdot 0,112$$

$$= 1,879$$

$$\text{Antilog } X = 75,655$$



Hasil perhitungan uji Chi Kuadrat untuk distribusi Log Pearson III selengkapnya pada Tabel 4.11 berikut.

Tabel 4. 11 Rekapitulasi Perhitungan Uji Chi Kuadrat untuk Distribusi Log Pearson III

No	Nilai batas Sub Group			Jumlah data		$(O_i - E_i)^2$	$(O_i - E_i)^2 / E_i$
				O <sub>i</sub>	E <sub>i</sub>		
1	P	$\geq$	130,108	3	3	0	0
2	110,805	$\leq P \leq$	130,108	4	3	1	0,333
3	103,338	$\leq P \leq$	110,805	1	3	4	1,333
4	89,081	$\leq P \leq$	103,338	4	3	1	0,333
5	75,655	$\leq P \leq$	89,081	4	3	1	0,333
6	P	$\leq$	75,655	2	3	1	0,333
$\Sigma$				18	18		<b>2,667</b>

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

Dari Tabel 4.11 diperoleh nilai chi kuadrat seperti berikut:

- $(X_h^2) = 2,667$
- Dk (derajat kebebasan)  $= G - R - 1$   
 $Dk = 6 - 1 - 1 = 4$

Dimana : G = Group

R = 1 untuk poisson

- derajat kepercayaan ( $\alpha$ ) = 5%
- tingkat kepercayaan = 95%

Didapatkan nilai  $X^2$  (Chi kritis) = 9,488 (Tabel 2.11)

dk	$\alpha$ derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,00000393	0,00016	0,00098	0,0039	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,01	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,278	9,21	10,597
3	0,00717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,86
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,07	12,832	15,086	16,75
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,69	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,18	2,733	15,507	17,535	20,09	21,955
9	1,735	2,088	2,7	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,94	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,92	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,3
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,66	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,39	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,26	9,591	10,851	31,41	34,17	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,26	10,196	11,689	13,091	35,172	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,98	45,558
25	10,52	11,524	13,12	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,16	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,29
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,212	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

(Sumber : Suripin, 2004)

Berdasarkan perhitungan didapat kesimpulan bahwa :  
 $X_{h^2}$  (Nilai Chi Kuadrat) <  $X^2$  (Nilai Chi kritis)

$$2,667 < 9,488 \quad (\text{Ok})$$

Sehingga persamaan Distribusi Log Pearson Tipe III dapat diterima.

#### 4.1.3.2. Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji kecocokan ini disebut juga sebagai uji kecocokan non parameter, karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu.

Adapun langkah pengujiannya sebagai berikut :

1. Mengurutkan data dari besar ke kecil atau sebaliknya dan tentukan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut.
2. Menentukan nilai masing-masing peluang teoritisnya dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya).
3. Dari kedua nilai peluang tersebut, menentukan selisih tersebarnya antara peluang pengamatan dengan teoritisnya.

$$D = |P(X) - P'(X)|$$

Dimana :

D = selisih terbesar antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis

P (X) = peluang dari masing-masing data

P' (X) = peluang teoritis dari masing-masing data

4. Berdasarkan tabel nilai kritis (Smirnov-Kolmogorov) menentukan harga  $D_0$ . Nilai Kritis  $D_0$  untuk Uji Smirnov-Kolmogorov terlampir pada Tabel 2.13.

- Apabila  $D < D_0$ , maka distribusi teoritis dapat diterima
- Apabila  $D > D_0$ , maka distribusi teoritis tidak dapat diterima.

##### 4.1.3.2.1. Uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Normal

Contoh perhitungan Uji Smirnov – Kolmogorov untuk data hujan tahun 2016 dengan tinggi hujan ( $R_{24}$ ) adalah 164 mm:

1. Mengurutkan data dari besar ke kecil berdasarkan curah hujan maksimum dari masing masing tahun.

(Tabel 4.12 kolom 3)

## 2. Menentukan peluang

Contoh :

Data hujan tahun	= 2016
tinggi hujan	= 164 mm
m (peringkat / nomor ranking)	= 1
n (jumlah data hujan)	= 18
X rata-rata	= 105,556
S	= 26,697

Dengan rumus peluang didapat nilai peluang pengamatan,

$P(X)$  :

$$P(X) = \frac{m}{(n+1)} = \frac{1}{(18+1)} = 0,053$$

## 3. Besarnya $P(X <)$ dapat dicari dengan rumus :

$$P(X <) = 1 - P(X)$$

$$P(X <) = 1 - 0,053 = 0,947$$

## 4. Peluang teoritis, $f(t)$ dapat dicari dengan rumus :

$$f(t) = \frac{x - \bar{x}}{s}$$

$$f(t) = \frac{164 - 105,556}{26,697} = 2,19$$

## 5. Nilai $P'(X <)$ didapat dari tabel wilayah luas di bawah kurva normal berdasarkan Tabel 2.9 (probabilitas kumulatif $f(t)$ distribusi normal).

Dengan nilai  $f(t) = 2,19 \rightarrow P'(X <) = 0,9857$  (Tabel 2.12)

t	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
2	0,9773	0,9778	0,9783	0,9788	0,9793	0,9798	0,9803	0,9808	0,9812	0,9817
<b>2,1</b>	<b>0,9821</b>	<b>0,9826</b>	<b>0,9830</b>	<b>0,9834</b>	<b>0,9838</b>	<b>0,9842</b>	<b>0,9846</b>	<b>0,9850</b>	<b>0,9854</b>	<b>0,9857</b>
2,2	0,9861	0,9864	0,9868	0,9871	0,9875	0,9878	0,9881	0,9884	0,9887	0,9890
2,3	0,9893	0,9896	0,9898	0,9901	0,9904	0,9906	0,9909	0,9911	0,9913	0,9916
2,4	0,9918	0,9920	0,9922	0,9925	0,9927	0,9929	0,9931	0,9932	0,9934	0,9936
2,5	0,9938	0,9940	0,9941	0,9943	0,9945	0,9946	0,9948	0,9949	0,9951	0,9952
2,6	0,9953	0,9955	0,9956	0,9957	0,9959	0,9960	0,9961	0,9962	0,9963	0,9964
2,7	0,9965	0,9966	0,9967	0,9968	0,9969	0,9970	0,9971	0,9972	0,9973	0,9974
2,8	0,9974	0,9975	0,9976	0,9977	0,9977	0,9978	0,9979	0,9979	0,9980	0,9981
2,9	0,9981	0,9982	0,9982	0,9983	0,9984	0,9984	0,9985	0,9985	0,9986	0,9986

(Sumber : Pitaloka, 2017)

Sehingga besarnya  $P'(X)$  :

$$\begin{aligned} P'(X) &= 1 - P'(X <) \\ &= 1 - 0,9857 \\ &= 0,0143 \end{aligned}$$

6. Nilai D (selisih terbesar peluang pengamatan dan peluang teoritis) dapat dicari dengan rumus :

$$\begin{aligned} D &= |P(X) - P'(X)| \\ D &= 0,053 - 0,0143 \\ D &= 0,0383 \end{aligned}$$

Tabel 4. 12 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Uji Smirnov – Kolmogorov untuk Distribusi Normal

Tahun	m	X (mm)	$P(X) = m / (n+1)$	$P(X <) = 1 - P(X)$	$f(t) = (X - X_{rata})/S$	$P'(X <)$	$P'(X) = 1 - P'(x <)$	$D = P'(X <) - P(X <)$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5) = 1 - (4)	(6)	(7) tabel	(8) = 1 - (7)	(9) = (4) - (8)
2016	1	164	0,053	0,947	2,19	0,9857	0,0143	0,0383
2006	2	140	0,105	0,895	1,29	0,9015	0,0985	0,0068
2014	3	134	0,158	0,842	1,07	0,8577	0,1423	0,0156
2007	4	127	0,211	0,789	0,80	0,7881	0,2119	-0,0014
2017	5	124	0,263	0,737	0,69	0,7549	0,2451	0,0181
2002	6	123	0,316	0,684	0,65	0,7422	0,2578	0,0580
2009	7	120	0,368	0,632	0,54	0,7054	0,2946	<b>0,0738</b>
2005	8	110	0,421	0,579	0,17	0,5675	0,4325	-0,0114
2001	9	103	0,474	0,526	-0,10	0,4602	0,5398	-0,0661
2003	10	102	0,526	0,474	-0,13	0,4483	0,5517	-0,0254
2008	11	90	0,579	0,421	-0,58	0,281	0,7190	-0,1401
2010	12	90	0,632	0,368	-0,58	0,281	0,7190	-0,0874
2000	13	88	0,684	0,316	-0,66	0,2546	0,7454	-0,0612
2012	14	85	0,737	0,263	-0,77	0,2206	0,7794	-0,0426
2015	15	84	0,789	0,211	-0,81	0,209	0,7910	-0,0015
2013	16	80	0,842	0,158	-0,96	0,1685	0,8315	0,0106
2011	17	78	0,895	0,105	-1,03	0,1515	0,8485	0,0462
2004	18	58	0,947	0,053	-1,78	0,0375	0,9625	-0,0151

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

Dari hasil perhitungan Tabel 4.12, diperoleh :

- Dmax = 0,0738
- N data hujan = 18 tahun
- Derajat kepercayaan ( $\alpha$ ) = 5%

Untuk  $D_0$ , dilakukan interpolasi menggunakan tabel 2.10 karena nilai N = 18 tidak ada dalam Tabel 2.13 (Nilai Kritis  $D_0$  untuk Uji Smirnov-Kolmogorov)

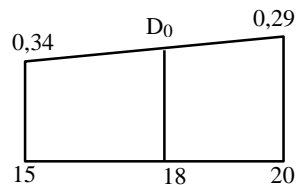
N	$\alpha$ derajat kepercayaan			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
N > 50	$\frac{1,077}{N^{0,5}}$	$\frac{1,22}{N^{0,5}}$	$\frac{1,36}{N^{0,5}}$	$\frac{1,63}{N^{0,5}}$

(Sumber : Suripin, 2004)

$$\frac{D_0 - 0,34}{0,29 - 0,34} = \frac{18 - 15}{20 - 15}$$

$$\frac{D_0 - 0,34}{-0,05} = \frac{3}{5}$$

$$D_0 = 0,31$$



Dapat disimpulkan bahwa :

$$D_{\max} < D_0$$

$$D_{\max} = 0,0738 < D_0 = 0,31 \text{ (Ok)}$$

Maka, persamaan Distribusi Normal **diterima** untuk menghitung distribusi peluang data hujan harian.

#### 4.1.3.2.2. Uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Log Pearson Tipe III

Contoh perhitungan Uji Smirnov – Kolmogorov untuk data hujan tahun 2016 dengan tinggi hujan (R24) adalah 164 mm:

1. Mengurutkan data dari besar ke kecil berdasarkan curah hujan maksimum dari masing masing tahun. Dari tabel 4.11 kolom 3
2. Menentukan peluang

Contoh :

Data hujan tahun = 2016

tinggi hujan (X) = 164 mm  $\rightarrow \text{Log X} = 2,215$

m (peringkat / nomor ranking) = 1

n (jumlah data hujan) = 18

Log X rata-rata = 2,010

S Log X = 0,112

Dengan rumus peluang didapat nilai peluang pengamatan  $P(\text{Log X})$  :

$$P(\text{Log X}) = \frac{m}{(n+1)} = \frac{1}{(18+1)} = 0,053$$

3. Besarnya  $P(\text{Log X} <)$  dapat dicari dengan rumus :

$$P(\text{Log X} <) = 1 - P(\text{Log X})$$

$$P(\text{Log X} <) = 1 - 0,053 = 0,947$$

4. Peluang teoritis,  $f(t)$  dapat dicari dengan rumus :

$$f(t) = \frac{(\text{Log X} - \overline{\text{Log X}})}{S \text{Log X}}$$

$$f(t) = \frac{2,215 - 2,010}{0,112} = 1,83$$

5. Nilai  $P'(\text{Log X} <)$  didapat dari melihat tabel Probabilitas  $f(t)$  (Tabel 2.9) wilayah luas dibawah kurva normal dari  $f(t)$ .

Dengan nilai  $f(t) = 1,83 \rightarrow P'(\text{Log X} <) = 0,9664$  (Tabel 2.12)

t	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
1,2	0,8849	0,8869	0,8888	0,8907	0,8925	0,8944	0,8962	0,8980	0,8997	0,9015
1,3	0,9032	0,9049	0,9066	0,9082	0,9099	0,9115	0,9131	0,9147	0,9162	0,9177
1,4	0,9192	0,9207	0,9222	0,9236	0,9251	0,9265	0,9279	0,9292	0,9306	0,9319
1,5	0,9332	0,9345	0,9357	0,9370	0,9382	0,9394	0,9406	0,9418	0,9429	0,9441
1,6	0,9452	0,9463	0,9474	0,9484	0,9495	0,9505	0,9515	0,9525	0,9535	0,9545
1,7	0,9554	0,9564	0,9573	0,9582	0,9591	0,9599	0,9608	0,9616	0,9625	0,9633
1,8	0,9641	0,9649	0,9656	0,9664	0,9671	0,9678	0,9686	0,9693	0,9699	0,9706

(Sumber : Pitaloka, 2017)

Sehingga besarnya  $P'(\text{Log } X)$  :

$$\begin{aligned} P'(\text{Log } X) &= 1 - P'(\text{Log } X <) \\ &= 1 - 0,9664 \\ &= 0,034 \end{aligned}$$

6. Nilai  $D$  (selisih terbesar peluang pengamatan dan peluang teoritis) dapat dicari dengan rumus :

$$D = |P(\text{Log } X) - P'(\text{Log } X)|$$

$$D = 0,053 - 0,034$$

$$D = 0,019$$



Rekapitulasi perhitungan yang lain dapat dilihat pada Tabel 4.13 berikut.

Tabel 4. 13 Rekapitulasi Perhitungan Uji Smirnov – Kolmogorov Distribusi Log Pearson Tipe III

Tahun	m	X (mm)	Log X	P (Log X) = m / (n+1)	P(LogX<)	f(t) = (Log X - LogXrata)/SlogX	P'(LogX<)	P'(LogX)	D
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6) = 1 - (5)	(7)	(8) tabel	(9)	(10) = (5) - (9)
2016	1	164	2,215	0,053	0,947	1,83	0,9664	0,034	0,019
2006	2	140	2,146	0,105	0,895	1,22	0,8888	0,111	-0,006
2014	3	134	2,127	0,158	0,842	1,05	0,8531	0,147	0,011
2007	4	127	2,104	0,211	0,789	0,84	0,7995	0,201	0,010
2017	5	124	2,093	0,263	0,737	0,74	0,7704	0,230	0,034
2002	6	123	2,090	0,316	0,684	0,71	0,7611	0,239	0,077
2009	7	120	2,079	0,368	0,632	0,62	0,7324	0,268	<b>0,101</b>
2005	8	110	2,041	0,421	0,579	0,28	0,6103	0,390	0,031
2001	9	103	2,013	0,474	0,526	0,02	0,508	0,492	-0,018
2003	10	102	2,009	0,526	0,474	-0,01	0,496	0,504	0,022
2008	11	90	1,954	0,579	0,421	-0,50	0,3085	0,692	-0,113
2010	12	90	1,954	0,632	0,368	-0,50	0,3085	0,692	-0,060
2000	13	88	1,944	0,684	0,316	-0,59	0,2776	0,722	-0,038
2012	14	85	1,929	0,737	0,263	-0,72	0,2358	0,764	-0,027
2015	15	84	1,924	0,789	0,211	-0,77	0,2206	0,779	0,010
2013	16	80	1,903	0,842	0,158	-0,96	0,1685	0,832	0,011
2011	17	78	1,892	0,895	0,105	-1,06	0,1446	0,855	0,039
2004	18	58	1,763	0,947	0,053	-2,21	0,0136	0,986	-0,039

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

Dari hasil perhitungan diatas, diperoleh :

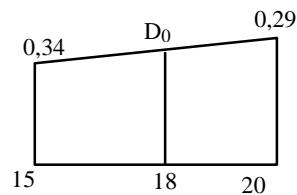
- D max = 0,101
- N data hujan = 18 tahun
- Derajat kepercayaan ( $\alpha$ ) = 5%

Untuk  $D_0$ , dilakukan interpolasi tabel 2.10 karena nilai N = 18 tidak ada dalam Tabel 2.13 (Nilai Kritis  $D_0$  untuk Uji Smirnov-Kolmogorov)

N	$\alpha$ derajat kepercayaan			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
N > 50	$\frac{1,077}{N^{0,5}}$	$\frac{1,22}{N^{0,5}}$	$\frac{1,36}{N^{0,5}}$	$\frac{1,63}{N^{0,5}}$

(Sumber : Suripin, 2004)

$$\begin{aligned} \frac{D_0 - 0,34}{0,29 - 0,34} &= \frac{18 - 15}{20 - 15} \\ \frac{D_0 - 0,34}{-0,05} &= \frac{3}{5} \\ D_0 &= 0,31 \end{aligned}$$



Dapat disimpulkan bahwa :

$$D_{\max} < D_0$$

$$D_{\max} = 0,101 < D_0 = 0,31 \quad (\text{Ok})$$

Maka, persamaan Distribusi Log Pearson Tipe III **diterima** untuk menghitung distribusi peluang data hujan harian.

#### 4.1.3.3. Kesimpulan Hasil Analisis

Hasil kesimpulan dari Uji Kecocokan Chi-Kuadrat dan Smirnov-Kolmogorov yang telah dilakukan berupa hasil perhitungan pengujian dengan menggunakan kedua metode persamaan distribusi yang digunakan ditampilkan pada Tabel 4.14 berikut:

Tabel 4. 14 Kesimpulan Uji Kecocokan

Persamaan Distribusi	Chi Kuadrat				Smirnov-Kolmogorov			
	Xh <sup>2</sup>	Nilai	X <sup>2</sup>	Kesimpulan	Dmax	Nilai Do	Kesimpulan	
Normal	5,333	<	7,815	Dapat Diterima	0,074	<	0,31	Dapat Diterima
Log Pearson III	2,667	<	9,488	Dapat Diterima	0,101	<	0,31	Dapat Diterima

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

Kesimpulan pada Tabel 4.14, diketahui bahwa distribusi terpilih yang akan digunakan sebagai curah hujan rencana adalah Distribusi Normal dan Log Pearson Tipe III.

#### 4.1.3.4. Perhitungan Curah Hujan Periode Ulang

##### Cara Perhitungan Curah Hujan Periode Ulang 5 Tahunan

Berdasarkan peta SDMP dimana saluran-saluran di dalam lokasi studi merupakan saluran tersier dan saluran sekunder serta meninjau dari Tabel 4.2, maka analisis dan perhitungan untuk tugas akhir ini dipakai tinggi curah hujan rencana dengan periode ulang 5 tahun.

##### **Metode Distribusi Normal**

- Pada perhitungan sebelumnya didapatkan :

$$\bar{X} = 105,556$$

$$S = 26,697$$

$$Cs = 0,387$$

- Nilai k untuk untuk periode T = 5 tahunan didapatkan dari tabel variabel reduksi gauss yaitu,

$$K = 0,84$$

- R<sub>24</sub> maksimum untuk periode ulang 5 tahunan :

$$X = \bar{X} + S \cdot k$$

$$= 105,556 + 26,697 \cdot 0,84$$

$$X_5 = 127,981 \text{ mm}$$

### Metode Distribusi Log Pearson III

- Pada perhitungan sebelumnya didapatkan :  

$$Y = \log X = 2,010$$

$$S = 0,112$$

$$Cs = -0,223$$
- Nilai k untuk untuk periode T = 5 tahunan didapatkan dari Tabel Nilai K Distribusi Log Pearson Tipe III adalah :  

$$K_T = 0,851$$
- $R_{24}$  maksimum periode ulang 5 tahunan :  

$$Y_T = \log X + K_T \times S$$

$$= 2,010 + 0,851 \times 0,112$$

$$Y_T = 2,105$$

$$\text{Antilog } Y_T = 127,427 \text{ mm}$$

Dari hasil perhitungan, dipilih PUH 5 tahun terbesar yaitu dengan metode distribusi normal untuk perhitungan curah hujan periode ulang dengan curah hujan rencana sebesar **127,981 mm**.

#### 4.1.4. Analisis Debit Banjir Rencana (Q)

Debit banjir rencana ialah debit banjir yang digunakan sebagai dasar untuk merencanakan tingkat pengamatan bahaya banjir pada lokasi pengamatan dengan penerapan nilai kemungkinan terjadinya banjir terbesar. Pada perhitungan analisis debit banjir rencana ini menggunakan perhitungan Q dengan periode ulang 5 tahun.

##### 4.1.4.1. Perhitungan Koefisien Pengaliran (C)

Perkiraan limpasan air hujan yang melimpas dari suatu kawasan disebut koefisien pengaliran. Pada tiap permukaan lahan mempunyai nilai koefisien pengaliran yang berbeda. Karena dalam satu kawasan terdiri dari bermacam-macam jenis permukaan dan dengan luas yang berbeda-beda, maka nilai koefisien pengaliran yang dipakai adalah koefisien pengaliran gabungan atau C<sub>gabungan</sub>

Berdasarkan Tabel 2. 14 koefisien pengaliran untuk :

- $C_{\text{Atap}} = 0,9$
- $C_{\text{Lahan}} = 0,2$

- $C_{\text{Taman}} = 0,15$

- $C_{\text{Jalan}} = 0,8$

Contoh Perhitungan Nilai  $C_{\text{gabungan}}$

Untuk saluran T1 (J1 ; J2)

Luas bangunan =  $1637,1828 \text{ m}^2$

Luas taman =  $0 \text{ m}^2$

Luas lahan =  $0 \text{ m}^2$

Luas jalan =  $232 \text{ m}^2$

$C_{\text{gabungan}} = \frac{\sum C \cdot A}{\sum A}$

$C_{\text{gabungan}} = \frac{(1637,1828 \times 0,9) + (0 \times 0,15) + (0 \times 0,2) + (232 \times 0,8)}{1637,1828 + 0 + 0 + 232}$

$C_{\text{gabungan}} = \frac{(1473,465) + (0) + (0) + (185,392)}{1868,923}$

$C_{\text{gabungan}} = \frac{1658,857}{1868,923} = 0,888$

Hasil perhitungan Cgabungan selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.15

Tabel 4. 15 Rekapitulasi Perhitungan Cgabungan Saluran

No	Titik		Nama Saluran	Jenis Saluran	Luas Total Kumulatif		$\Sigma C_i \times A_i$	C <sub>gabungan</sub>
					(m <sup>2</sup> )	(km <sup>2</sup> )		
1	J1	J2	T1	Tersier	1868,923	0,00187	1658,857	0,888
2	J3	J4	T2	Tersier	1849,268	0,00185	1644,808	0,889
3	J5	J6	T3	Tersier	2097,564	0,00210	1706,144	0,813
4	J7	J8	T4	Tersier	2080,906	0,00208	1758,313	0,845
5	J9	J10	T5	Tersier	2074,652	0,00207	1752,857	0,845
6	J11	J12	T6	Tersier	2038,747	0,00204	1739,896	0,853
7	J13	J14	T7	Tersier	1992,321	0,00199	1672,969	0,840
8	J15	J16	T8	Tersier	1914,965	0,00191	1580,640	0,825
9	J17	J18	T9	Tersier	1987,788	0,00199	1767,089	0,889
10	J19	J20	T10	Tersier	1973,285	0,00197	1751,969	0,888
11	J21	J22	T11	Tersier	3007,973	0,00301	2666,051	0,886
12	J23	J24	T12	Tersier	3515,880	0,00352	3099,344	0,882
13	J24	J22	T13	Tersier	3628,050	0,00363	3189,080	0,879
14	J25	J26	T14	Tersier	54,896	0,00005	43,916	0,800

Lanjutan Tabel 4. 15 Rekapitulasi Perhitungan Cgabungan Saluran

No	Titik		Nama Saluran	Jenis Saluran	Luas Total Kumulatif		$\Sigma C_i \times A_i$	C gabungan
					(m <sup>2</sup> )	(km <sup>2</sup> )		
15	J27	J28	T15	Tersier	34,650	0,00003	27,720	0,800
16	J28	J29	T16	Tersier	3478,547	0,00348	3074,678	0,884
17	J32	J33	T17	Tersier	649,026	0,00065	575,997	0,887
18	J40	J33	T18	Tersier	41,220	0,00004	32,976	0,800
19	J34	J35	T19	Tersier	505,701	0,00051	447,153	0,884
20	J36	J37	T20	Tersier	483,521	0,00048	427,031	0,883
21	J38	J39	T21	Tersier	1259,019	0,00126	751,413	0,597
22	J47	J48	T22	Tersier	1450,563	0,00145	1278,579	0,881
23	J48	J51	T23	Tersier	1309,198	0,00131	1146,790	0,876
24	J49	J50	T24	Tersier	281,495	0,00028	225,196	0,800
25	J50	J52	T25	Tersier	1141,482	0,00114	1008,534	0,884
26	J53	J54	T26	Tersier	594,650	0,00059	192,622	0,324
27	J55	J56	T27	Tersier	2866,298	0,00287	2514,333	0,877
28	J58	J57	T28	Tersier	57,520	0,00006	46,016	0,800
29	J59	J56	T29	Tersier	232,845	0,00023	204,831	0,880
30	J60	J61	T30	Tersier	3284,491	0,00328	2901,232	0,883
31	J62	J63	T31	Tersier	4595,938	0,00460	4065,805	0,885
32	J61	J63	T32	Tersier	3319,011	0,00332	2928,848	0,882
33	J64	J45	T33	Tersier	2024,549	0,00202	1752,791	0,866
34	J65	J66	T34	Tersier	1509,880	0,00151	1207,904	0,800
35	J66	J46	S1	Sekunder	41137,626	0,04114	28603,570	0,695
36	J4	J2	T35	Tersier	16554,932	0,01655	14022,574	0,847
37	J6	J4	T36	Tersier	14624,104	0,01462	12312,518	0,842
38	J8	J6	T37	Tersier	12514,925	0,01251	10597,082	0,847
39	J10	J8	T38	Tersier	10344,527	0,01034	8767,175	0,848

Lanjutan Tabel 4. 15 Rekapitulasi Perhitungan Cgabungan Saluran

No	Titik		Nama Saluran	Jenis Saluran	Luas Total Kumulatif		$\Sigma C_i \times A_i$	C gabungan
					(m <sup>2</sup> )	(km <sup>2</sup> )		
40	J12	J10	T39	Tersier	8258,261	0,00826	7005,027	0,848
41	J14	J12	T40	Tersier	6129,113	0,00613	5192,810	0,847
42	J16	J14	T41	Tersier	4122,274	0,00412	3508,226	0,851
43	J18	J16	T42	Tersier	2118,646	0,00212	1856,656	0,876
44	J20	J18	T43	Tersier	111,969	0,00011	1841,544	0,883
45	J22	J26	T44	Tersier	6650,872	0,00665	5867,010	0,882
46	J26	J30	T45	Tersier	10675,431	0,01068	8300,550	0,778
47	J33	J35	T46	Tersier	699,966	0,00070	616,749	0,881
48	J35	J37	T47	Tersier	1260,327	0,00126	1107,631	0,879
49	J37	J39	T48	Tersier	1750,988	0,00175	1540,373	0,880
50	J39	J41	T49	Tersier	3128,907	0,00313	2386,907	0,763
51	J41	J29	T50	Tersier	3145,207	0,00315	2399,947	0,763
52	J2	J41	T51	Tersier	18437,161	0,01844	15692,075	0,851
53	J29	J30	T52	Tersier	3216,607	0,00322	2457,067	0,764
54	J51	J52	T53	Tersier	2886,287	0,00289	2526,589	0,875
55	J52	J54	T54	Tersier	4341,078	0,00434	3785,771	0,872
56	J54	J57	T55	Tersier	9165,071	0,00917	6168,207	0,673
57	J57	J42	T56	Tersier	9227,931	0,00923	6218,495	0,674
58	J56	J43	T57	Tersier	3147,623	0,00315	2757,948	0,876
59	J63	J44	T58	Tersier	7926,949	0,00793	7004,253	0,884
60	J30	J31	T59	Tersier	13934,818	0,01393	10791,841	0,774
61	J31	J42	T60	Tersier	14086,578	0,01409	10913,249	0,775
62	J42	J43	T61	Tersier	23338,988	0,02334	17298,735	0,741
63	J43	J44	T62	Tersier	29397,649	0,02940	17373,311	0,591
64	J44	J45	T63	Tersier	37336,598	0,03734	24387,165	0,653
65	J45	J46	T64	Tersier	39379,366	0,03938	26139,955	0,664
66	J46	J47	S2	Sekunder	80516,992	0,08052	54743,525	0,680

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)



#### 4.1.4.2. Perhitungan Waktu Aliran Air

Perhitungan waktu aliran pada lokasi studi terdiri dari waktu aliran air pada permukaan lahan yang masuk kedalam saluran ( $t_0$ ), perhitungan waktu aliran air yang mengalir sepanjang saluran ( $t_r$ ), dan waktu konsentrasi/waktu yang diperlukan oleh titik air untuk mengalir dari tempat hidrolis terjauh di daerah alirannya ke suatu titik yang ditinjau ( $t_c$ ).

##### 4.1.4.2.1. Estimasi Nilai $t_0$

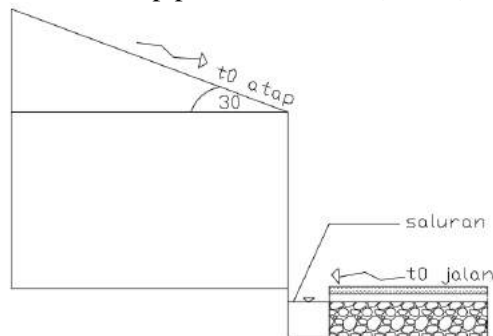
Nilai  $t_0$  merupakan waktu yang diperlukan air hujan mengalir pada permukaan lahan yang masuk kedalam saluran (satuan dalam menit). Panjang lahan untuk perhitungan  $t_0$  pada lokasi studi menggunakan asumsi dari Peta BPN atau panjang rata-rata dari aliran pemukiman dan kemiringan lahan dihitung dari peta.

Contoh Perhitungan Nilai  $t_0$  sebagai berikut :

Berdasarkan Tabel 2.15 asumsi yang digunakan untuk harga koefisien hambatan ( $n_d$ ) :

- $n_d$  atap = 0,02
- $n_d$  lahan = 0,2
- $n_d$  jalan = 0,013
- $n_d$  taman = 0,2

1. Estimasi Nilai  $t_0$  atap pada Saluran T1 (J1 ; J2)



Gambar 4. 3 Ilustrasi Nilai  $t_0$  dari Perumahan

Panjang pengaliran bangunan= 15 m

Asumsi kemiringan atap ( $\alpha$ ) =  $30^0$

Panjang pengaliran atap =  $\frac{\text{panjang pengaliran bangunan}}{\text{kemiringan atap}}$

Panjang pengaliran atap =  $\frac{15}{\cos 30} = \frac{15}{0,866} = 17,124 \text{ m}$

$n_d$  atap = 0,02 (Tabel 2.15)

S atap =  $\tan 30$

= 0,577

$t_o$  =  $1,44 \times \left( n_d \times \frac{l}{\sqrt{s}} \right)^{0,467}$

$t_o$  =  $1,44 \times \left( 0,02 \times \frac{17,124}{\sqrt{0,577}} \right)^{0,467}$

$t_o$  = 0,993 menit

## 2. Estimasi Nilai $t_o$ Jalan pada Saluran T1 (J1 ; J2)

Lebar jalan = 2 m

$n_d$  jalan = 0,013

Asumsi kemiringan (S) lahan= 0,02

$t_o$  =  $1,44 \times \left( n_d \times \frac{l}{\sqrt{s}} \right)^{0,467}$

$t_o$  =  $1,44 \times \left( 0,013 \times \frac{2}{\sqrt{0,02}} \right)^{0,467}$

$t_o$  = 0,653 menit

Untuk estimasi perhitungan  $t_0$  selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.16.

Tabel 4. 16 Rekapitulasi Estimasi Nilai  $t_0$

No	Titik		Nama Saluran	Panjang Pengaliran	Koef Hambatan	Kemiringan	t <sub>0</sub>	
				(m)	(nd)	(S)	(menit)	
1	J1	J2	T1	Atap	17,124	0,02	0,577	0,993
				Lahan	0	0,2	0,0002	0,000
				Jalan	2	0,013	0,020	0,653
				Taman	0	0,2	0,002	0,000
2	J3	J4	T2	Atap	17,124	0,02	0,577	0,993
				Lahan	0	0,2	0,0002	0,000
				Jalan	2	0,013	0,020	0,598
				Taman	0	0,2	0,002	0,000
3	J5	J6	T3	Atap	19,503	0,02	0,577	1,055
				Lahan	17	0,2	0,0020	18,599
				Jalan	2	0,013	0,020	0,598
				Taman	0	0,2	0,002	0,000
4	J7	J8	T4	Atap	19,503	0,02	0,577	1,055
				Lahan	17	0,2	0,0002	18,599
				Jalan	3	0,013	0,020	0,737
				Taman	0	0,2	0,002	0,000
5	J9	J10	T5	Atap	18,360	0,02	0,577	1,025
				Lahan	16	0,2	0,0002	18,081
				Jalan	3	0,013	0,020	0,737
				Taman	0	0,2	0,002	0,000
6	J11	J12	T6	Atap	18,360	0,02	0,577	1,025
				Lahan	16	0,2	0,0002	18,081
				Jalan	3	0,013	0,020	0,727
				Taman	0	0,2	0,002	0,000
7	J13	J14	T7	Atap	18,048	0,02	0,577	1,017
				Lahan	16	0,2	0,0002	17,937
				Jalan	3	0,013	0,020	0,727
				Taman	0	0,2	0,002	0,000
8	J15	J16	T8	Atap	18,048	0,02	0,577	1,017
				Lahan	16	0,2	0,0002	17,937
				Jalan	2	0,013	0,020	0,654
				Taman	0	0,2	0,002	0,000
9	J17	J18	T9	Atap	19,295	0,02	0,577	1,049
				Lahan	0	0,2	0,0002	0,000
				Jalan	2	0,013	0,020	0,654
				Taman	0	0,2	0,002	0,000

Lanjutan Tabel 4. 16 Rekapitulasi Estimasi Nilai  $t_0$ 

No	Titik		Nama Saluran	Panjang Pengaliran	Koef Hambatan	Kemiringan	$t_0$
				(m)	(nd)	(S)	(menit)
10	J19	J20	T10	Atap	19,295	0,02	0,577
				Lahan	0	0,2	0,0002
				Jalan	2	0,013	0,020
				Taman	0	0,2	0,002
11	J21	J22	T11	Atap	19,595	0,02	0,577
				Lahan	0	0,2	0,0002
				Jalan	2	0,013	0,020
				Taman	0	0,2	0,002
12	J23	J24	T12	Atap	19,595	0,02	0,577
				Lahan	0	0,2	0,0002
				Jalan	4	0,013	0,020
				Taman	0	0,2	0,002
13	J24	J22	T13	Atap	0,000	0,02	0,577
				Lahan	0	0,2	0,0005
				Jalan	3	0,013	0,020
				Taman	0	0,2	0,002
14	J25	J26	T14	Atap	0,000	0,02	0,577
				Lahan	0	0,2	0,0002
				Jalan	2	0,013	0,020
				Taman	0	0,2	0,002
15	J27	J28	T15	Atap	0,000	0,02	0,577
				Lahan	0	0,2	0,0002
				Jalan	2	0,013	0,020
				Taman	0	0,2	0,002
16	J28	J29	T16	Atap	15,946	0,02	0,577
				Lahan	0	0,2	0,0005
				Jalan	3	0,013	0,020
				Taman	0	0,2	0,002
17	J32	J33	T17	Atap	19,330	0,02	0,577
				Lahan	0	0,2	0,0005
				Jalan	2	0,013	0,020
				Taman	0	0,2	0,002
18	J40	J33	T18	Atap	0,000	0,02	0,577
				Lahan	0	0,2	0,0002
				Jalan	2	0,013	0,020
				Taman	0	0,2	0,002

Lanjutan Tabel 4. 16 Rekapitulasi Estimasi Nilai  $t_0$ 

No	Titik		Nama Saluran	Panjang Pengaliran		Koef Hambatan	Kemiringan	to
				(m)		(nd)	(S)	(menit)
19	J34	J35	T19	Atap	15,727	0,02	0,577	0,954
				Lahan	0	0,2	0,0005	0,000
				Jalan	2	0,013	0,020	0,710
				Taman	0	0,2	0,002	0,000
20	J36	J37	T20	Atap	15,866	0,02	0,577	0,958
				Lahan	0	0,2	0,0005	0,000
				Jalan	2	0,013	0,020	0,773
				Taman	0	0,2	0,002	0,000
21	J38	J39	T21	Atap	27,193	0,02	0,577	1,232
				Lahan	21	0,2	0,0005	16,707
				Jalan	3	0,013	0,020	0,773
				Taman	0	0,2	0,002	0,000
22	J47	J48	T22	Atap	16,512	0,02	0,577	0,976
				Lahan	0	0,2	0,0005	0,000
				Jalan	2	0,013	0,020	0,704
				Taman	14	0,2	0,002	10,039
23	J48	J51	T23	Atap	19,942	0,02	0,577	1,066
				Lahan	0	0,2	0,0002	0,000
				Jalan	4	0,013	0,020	0,902
				Taman	17	0,2	0,002	10,964
24	J49	J50	T24	Atap	0,000	0,02	0,577	0,000
				Lahan	0	0,2	0,0005	0,000
				Jalan	4	0,013	0,020	0,856
				Taman	0	0,2	0,002	0,000
25	J50	J52	T25	Atap	19,942	0,02	0,577	1,066
				Lahan	0	0,2	0,0002	0,000
				Jalan	4	0,013	0,020	0,856
				Taman	17	0,2	0,002	10,964
26	J53	J54	T26	Atap	0,000	0,02	0,577	0,000
				Lahan	0	0,2	0,0002	0,000
				Jalan	4	0,013	0,020	0,856
				Taman	17	0,2	0,002	10,946
27	J55	J56	T27	Atap	15,554	0,02	0,577	0,949
				Lahan	0	0,2	0,0005	0,000
				Jalan	4	0,013	0,020	0,856
				Taman	0	0,2	0,002	0,000

Lanjutan Tabel 4. 16 Rekapitulasi Estimasi Nilai  $t_0$ 

No	Titik		Nama Saluran	Panjang Pengaliran	Koef Hambatan	Kemiringan	$t_0$
				(m)	(nd)	(S)	(menit)
28	J58	J57	T28	Atap	0,0000	0,02	0,577
				Lahan	0	0,2	0,0002
				Jalan	2	0,013	0,020
				Taman	0	0,2	0,002
29	J59	J56	T29	Atap	9,988	0,02	0,577
				Lahan	0	0,2	0,0002
				Jalan	2	0,013	0,020
				Taman	0	0,2	0,002
30	J60	J61	T30	Atap	19,768	0,02	0,577
				Lahan	0	0,2	0,0005
				Jalan	2	0,013	0,020
				Taman	0	0,2	0,002
31	J62	J63	T31	Atap	19,768	0,02	0,577
				Lahan	0	0,2	0,0005
				Jalan	3	0,013	0,020
				Taman	0	0,2	0,002
32	J61	J63	T32	Atap	0,000	0,02	0,577
				Lahan	0	0,2	0,0002
				Jalan	2	0,013	0,020
				Taman	0	0,2	0,002
33	J64	J45	T33	Atap	8,008	0,02	0,577
				Lahan	0	0,2	0,0005
				Jalan	3	0,013	0,020
				Taman	7	0,2	0,002
34	J65	J66	T34	Atap	0,000	0,02	0,577
				Lahan	0	0,2	0,0002
				Jalan	4	0,013	0,020
				Taman	0	0,2	0,002
35	J66	45	S1	Atap	8,008	0,02	0,577
				Lahan	0	0,2	0,0005
				Jalan	4	0,013	0,020
				Taman	0	0,2	0,002
36	J4	J2	T35	Atap	0,000	0,02	0,577
				Lahan	0	0,2	0,0005
				Jalan	3	0,013	0,020
				Taman	0	0,2	0,002

Lanjutan Tabel 4. 16 Rekapitulasi Estimasi Nilai  $t_0$ 

No	Titik		Nama Saluran	Panjang Pengaliran		Koef Hambatan	Kemiringan	$t_0$
				(m)		(nd)	(S)	(menit)
37	J6	J4	T36	Atap	0,000	0,02	0,577	0,000
				Lahan	0	0,2	0,0005	0,000
				Jalan	3	0,013	0,020	0,737
				Taman	0	0,2	0,002	0,000
38	J8	J6	T37	Atap	0,000	0,02	0,577	0,000
				Lahan	0	0,2	0,0005	0,000
				Jalan	3	0,013	0,020	0,737
				Taman	0	0,2	0,002	0,000
39	J10	J8	T38	Atap	0,000	0,02	0,577	0,000
				Lahan	0	0,2	0,0005	0,000
				Jalan	3	0,013	0,020	0,737
				Taman	0	0,2	0,002	0,000
40	J12	J10	T39	Atap	0,000	0,02	0,577	0,000
				Lahan	0	0,2	0,0005	0,000
				Jalan	3	0,013	0,020	0,737
				Taman	0	0,2	0,002	0,000
41	J14	J12	T40	Atap	0,000	0,02	0,577	0,000
				Lahan	0	0,2	0,0005	0,000
				Jalan	3	0,013	0,020	0,737
				Taman	0	0,2	0,002	0,000
42	J16	J14	T41	Atap	0,000	0,02	0,577	0,000
				Lahan	0	0,2	0,0005	0,000
				Jalan	3	0,013	0,020	0,737
				Taman	0	0,2	0,002	0,000
43	J18	J16	T42	Atap	0,000	0,02	0,577	0,000
				Lahan	0	0,2	0,0005	0,000
				Jalan	3	0,013	0,020	0,785
				Taman	0	0,2	0,002	0,000
44	J20	J18	T43	Atap	0,000	0,02	0,577	0,000
				Lahan	0	0,2	0,0005	0,000
				Jalan	3	0,013	0,020	0,785
				Taman	0	0,2	0,002	0,000
45	J22	J26	T44	Atap	0,000	0,02	0,577	0,000
				Lahan	0	0,2	0,0005	0,000
				Jalan	3	0,013	0,020	0,789
				Taman	0	0,2	0,002	0,000

Lanjutan Tabel 4. 16 Rekapitulasi Estimasi Nilai  $t_0$ 

No	Titik		Nama Saluran	Panjang Pengaliran	Koef Hambatan	Kemiringan	$t_0$
				(m)	(nd)	(S)	(menit)
46	J26	J30	T45	Atap	20,277	0,02	0,577
				Lahan	18	0,2	0,0005
				Jalan	3	0,013	0,020
				Taman	18	0,2	0,002
47	J33	J35	T46	Atap	0,000	0,02	0,577
				Lahan	0	0,2	0,0002
				Jalan	2	0,013	0,020
				Taman	0	0,2	0,002
48	J35	J37	T47	Atap	0,000	0,02	0,577
				Lahan	0	0,2	0,0002
				Jalan	2	0,013	0,020
				Taman	0	0,2	0,002
49	J37	J39	T48	Atap	0,000	0,02	0,577
				Lahan	0	0,2	0,0002
				Jalan	2	0,013	0,020
				Taman	0	0,2	0,002
50	J39	J41	T49	Atap	0,000	0,02	0,577
				Lahan	0	0,2	0,0002
				Jalan	2	0,013	0,020
				Taman	0	0,2	0,002
51	J41	J29	T50	Atap	0,000	0,02	0,577
				Lahan	0	0,2	0,0002
				Jalan	2	0,013	0,020
				Taman	0	0,2	0,002
52	J2	J41	T51	Atap	0,000	0,02	0,577
				Lahan	0	0,2	0,0005
				Jalan	3	0,013	0,020
				Taman	0	0,2	0,002
53	J29	J30	T52	Atap	0,000	0,02	0,577
				Lahan	0	0,2	0,0002
				Jalan	2	0,013	0,020
				Taman	0	0,2	0,002
54	J51	J52	T53	Atap	0,000	0,02	0,577
				Lahan	0	0,2	0,0005
				Jalan	4	0,013	0,020
				Taman	0	0,2	0,002



Lanjutan Tabel 4. 16 Rekapitulasi Estimasi Nilai  $t_0$ 

No	Titik		Nama Saluran	Panjang Pengaliran		Koef Hambatan	Kemiringan	$t_0$
				(m)		(nd)	(S)	(menit)
55	J52	J54	T54	Atap	0,000	0,02	0,577	0,000
				Lahan	0	0,2	0,0005	0,000
				Jalan	4	0,013	0,020	0,848
				Taman	0	0,2	0,002	0,000
56	J54	J57	T55	Atap	25,230	0,02	0,577	1,189
				Lahan	0	0,2	0,0005	0,000
				Jalan	4	0,013	0,020	0,848
				Taman	22	0,2	0,002	12,237
57	J57	J42	T56	Atap	0,000	0,02	0,577	0,000
				Lahan	0	0,2	0,0005	0,000
				Jalan	4	0,013	0,020	0,848
				Taman	0	0,2	0,002	0,000
58	J56	J43	T57	Atap	0,000	0,02	0,577	0,000
				Lahan	0	0,2	0,0005	0,000
				Jalan	3	0,013	0,020	0,789
				Taman	0	0,2	0,002	0,000
59	J63	J44	T58	Atap	0,000	0,02	0,577	0,000
				Lahan	0	0,2	0,0002	0,000
				Jalan	3	0,013	0,020	0,789
				Taman	0	0,2	0,002	0,000
60	J30	J31	T59	Atap	0,000	0,02	0,577	0,000
				Lahan	0	0,2	0,0005	0,000
				Jalan	3	0,013	0,020	0,789
				Taman	0	0,2	0,002	0,000
61	J31	J42	T60	Atap	0,000	0,02	0,577	0,000
				Lahan	0	0,2	0,0002	0,000
				Jalan	2	0,013	0,020	0,653
				Taman	0	0,2	0,002	0,000
62	J42	J43	T61	Atap	9,988	0,02	0,577	0,772
				Lahan	0	0,2	0,0002	0,000
				Jalan	0	0,013	0,020	0,000
				Taman	0	0,2	0,002	0,000
63	J43	J44	T62	Atap	0,000	0,02	0,577	0,000
				Lahan	0	0,2	0,0002	0,000
				Jalan	2	0,013	0,020	0,653
				Taman	0	0,2	0,002	0,000

Lanjutan Tabel 4. 16 Rekapitulasi Estimasi Nilai  $t_0$ 

No	Titik		Nama Saluran	Panjang Pengaliran	Koef Hambatan	Kemiringan	$t_0$
				(m)	(nd)	(S)	(menit)
64	J44	J45	T63	Atap	0,000	0,02	0,577
				Lahan	0	0,2	0,0002
				Jalan	2	0,013	0,020
				Taman	0	0,2	0,002
65	J45	J46	T64	Atap	0,000	0,02	0,577
				Lahan	0	0,2	0,0002
				Jalan	0	0,013	0,020
				Taman	0	0,2	0,002
66	J46	J47	S2	Atap	0	0,02	0,577
				Lahan	0	0,2	0,0005
				Jalan	0	0,013	0,020
				Taman	0	0,2	0,002

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

#### 4.1.4.2.2. Estimasi Nilai $t_f$

Nilai  $t_f$  adalah waktu yang diperlukan untuk mengalir di sepanjang saluran. Estimasi perhitungan nilai  $t_f$  di lokasi studi menggunakan kecepatan saluran berdasarkan hasil survei di lapangan.

##### Contoh Perhitungan Nilai $t_f$

Perhitungan nilai  $t_f$  saluran T1 (J1 ; J2)

- Data primer dari survei di lapangan :
  - Bentuk saluran = persegi panjang
  - Lebar (b) = 0,50 m
  - Tinggi (h) = 0,53 m
  - Luas saluran (A) =  $b \times h$   
 Luas saluran (A) =  $0,50 \times 0,53 = 0,27$
  - Keliling basah (P) =  $b + (2h)$   
 Keliling basah (P) =  $0,50 + (2 \cdot 0,53) = 1,56$
  - Jari-jari hidrolis (R) =  $\frac{A}{P}$   
 Jari-jari hidrolis (R) =  $\frac{0,27}{1,56} = 0,170$

- Data sekunder :
  - Panjang saluran (Ls) = 115,87 m
  - Kemiringan saluran (S) = 0,0002
  - Koefisien kekasaran beton (n) = 0,02 (Tabel 2.18)
- Mencari Nilai Kecepatan (V) :
  - $V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} S^{1/2}$
  - $V = \frac{1}{0,02} \cdot 0,170^{2/3} 0,0002^{1/2}$
  - $V = 0,217 \text{ m/s}$
- Mencari Nilai  $t_f$  pada Saluran:
  - $t_f = \frac{Ls \text{ (panjang saluran)}}{60 V}$
  - $t_f = \frac{115,87}{60 \times 0,217} = 8,904 \text{ menit}$

Perhitungan nilai  $t_f$  selengkapnya ditunjukkan pada Tabel 4.17.

Tabel 4. 17 Rekapitulasi Estimasi Nilai  $t_f$

No	Nama Saluran	n Manning	b m	h m	P m	A m²	R m	LS	Kemiringan Saluran (S)	V m/s	tf menit
								Panjang Saluran			
								m			
1	T1	0,02	0,50	0,53	1,56	0,27	0,170	115,870	0,0002	0,217	8,904
2	T2	0,02	0,57	0,5	1,57	0,29	0,182	117,850	0,0002	0,226	8,687
3	T3	0,02	0,48	0,53	1,54	0,25	0,165	117,550	0,0002	0,212	9,227
4	T4	0,02	0,53	0,49	1,51	0,26	0,172	116,920	0,0002	0,218	8,934
5	T5	0,02	0,48	0,51	1,50	0,24	0,163	116,080	0,0002	0,211	9,186
6	T6	0,02	0,57	0,48	1,53	0,27	0,179	114,170	0,0002	0,224	8,500
7	T7	0,02	0,55	0,54	1,63	0,30	0,182	112,060	0,0002	0,227	8,239
8	T8	0,02	0,52	0,49	1,50	0,25	0,170	107,500	0,0002	0,216	8,283
9	T9	0,02	0,69	0,58	1,85	0,40	0,216	109,190	0,0002	0,254	7,160
10	T10	0,02	0,70	0,35	1,40	0,25	0,175	96,920	0,0002	0,221	7,321
11	T11	0,02	0,65	0,5	1,65	0,33	0,197	166,160	0,0002	0,239	11,599
12	T12	0,02	0,50	0,45	1,40	0,23	0,161	162,370	0,0002	0,208	12,981
13	T13	0,02	0,36	0,52	1,40	0,19	0,134	37,390	0,0005	0,292	2,132
14	T14	0,02	0,65	0,5	1,65	0,33	0,197	22,180	0,0002	0,239	1,548
15	T15	0,02	0,65	0,5	1,65	0,33	0,197	14,000	0,0002	0,239	0,977
16	T16	0,02	0,65	0,5	1,65	0,33	0,197	188,600	0,0005	0,378	8,305
17	T17	0,02	0,31	0,36	1,03	0,11	0,108	34,000	0,0005	0,254	2,230
18	T18	0,02	0,37	0,35	1,07	0,13	0,121	20,610	0,0002	0,173	1,991
19	T19	0,02	0,34	0,25	0,84	0,09	0,101	33,380	0,0005	0,243	2,292
20	T20	0,02	0,32	0,38	1,08	0,12	0,113	28,330	0,0005	0,261	1,811
21	T21	0,02	0,28	0,3	0,88	0,08	0,095	27,200	0,0005	0,234	1,941
22	T22	0,02	0,45	0,18	0,81	0,08	0,100	114,710	0,0005	0,241	7,937
23	T23	0,02	0,45	0,18	0,81	0,08	0,100	78,720	0,0002	0,152	8,635
24	T24	0,02	0,25	0,25	0,75	0,06	0,083	78,850	0,0005	0,213	6,161
25	T25	0,02	0,25	0,47	1,19	0,12	0,099	52,660	0,0002	0,151	5,825
26	T26	0,02	0,31	0,35	1,01	0,11	0,107	44,570	0,0002	0,159	4,661
27	T27	0,02	0,28	0,2	0,68	0,06	0,082	183,010	0,0005	0,212	14,413
28	T28	0,02	0,40	0,43	1,26	0,17	0,137	28,760	0,0002	0,187	2,564
29	T29	0,02	0,35	0,33	1,01	0,12	0,114	23,650	0,0002	0,166	2,372
30	T30	0,02	0,32	0,15	0,62	0,05	0,077	233,480	0,0005	0,203	19,161
31	T31	0,02	0,38	0,55	1,48	0,21	0,141	235,130	0,0005	0,303	12,925
32	T32	0,02	0,38	0,55	1,48	0,21	0,141	17,260	0,0002	0,191	1,504
33	T33	0,02	0,26	0,35	0,96	0,09	0,095	231,010	0,0005	0,232	16,564
34	T34	0,02	0,78	0,65	2,08	0,51	0,244	377,470	0,0002	0,275	22,860
35	S1	0,02	0,54	0,9	2,34	0,49	0,208	248,380	0,0005	0,392	10,558
36	T35	0,02	0,51	0,38	1,27	0,19	0,153	31,460	0,0005	0,319	1,642
37	T36	0,02	0,49	0,37	1,23	0,18	0,147	4,480	0,0005	0,312	0,239

Lanjutan Tabel 4. 17 Rekapitulasi Estimasi Nilai  $t_f$ 

No	Nama Saluran	n	b	h	P	A	R	Ls	Kemiringan Saluran (S)	V	t <sub>f</sub>
								Panjang Saluran			
			m	m	m	m <sup>2</sup>	m	m		m/s	menit
38	T37	0,02	0,49	0,37	1,23	0,18	0,147	34,520	0,0005	0,312	1,844
39	T38	0,02	0,46	0,48	1,42	0,22	0,155	4,480	0,0005	0,323	0,231
40	T39	0,02	0,46	0,48	1,42	0,22	0,155	34,870	0,0005	0,323	1,798
41	T40	0,02	0,46	0,38	1,22	0,17	0,143	5,600	0,0005	0,306	0,305
42	T41	0,02	0,46	0,38	1,22	0,17	0,143	34,200	0,0005	0,306	1,862
43	T42	0,02	0,38	0,27	0,92	0,10	0,112	6,360	0,0005	0,259	0,409
44	T43	0,02	0,38	0,27	0,92	0,10	0,112	37,700	0,0005	0,259	2,426
45	T44	0,02	0,36	0,52	1,40	0,19	0,134	4,950	0,0005	0,292	0,282
46	T45	0,02	0,48	0,5	1,48	0,24	0,162	194,160	0,0005	0,332	9,733
47	T46	0,02	0,37	0,35	1,07	0,13	0,121	4,860	0,0002	0,173	0,469
48	T47	0,02	0,37	0,35	1,07	0,13	0,121	27,330	0,0002	0,173	2,640
49	T48	0,02	0,37	0,35	1,07	0,13	0,121	3,570	0,0002	0,173	0,345
50	T49	0,02	0,37	0,35	1,07	0,13	0,121	59,450	0,0002	0,173	5,742
51	T50	0,02	0,37	0,35	1,07	0,13	0,121	8,150	0,0002	0,173	0,787
52	T51	0,02	0,47	0,55	1,57	0,26	0,165	4,480	0,0005	0,336	0,222
53	T52	0,02	0,37	0,35	1,07	0,13	0,121	35,700	0,0002	0,173	3,448
54	T53	0,02	0,24	0,5	1,24	0,12	0,097	36,150	0,0005	0,236	2,557
55	T54	0,02	0,24	0,5	1,24	0,12	0,097	9,090	0,0005	0,236	0,643
56	T55	0,02	0,33	0,3	0,93	0,10	0,106	186,290	0,0005	0,251	12,364
57	T56	0,02	0,39	0,32	1,03	0,12	0,121	17,960	0,0005	0,274	1,093
58	T57	0,02	0,40	0,4	1,20	0,16	0,133	16,160	0,0005	0,292	0,923
59	T58	0,02	0,38	0,55	1,48	0,21	0,141	4,000	0,0002	0,191	0,349
60	T59	0,02	1,00	1,00	3,00	1,00	0,333	14,260	0,0005	0,537	0,442
61	T60	0,02	0,95	0,65	2,25	0,62	0,274	75,880	0,0002	0,298	4,246
62	T61	0,02	0,65	0,7	2,05	0,46	0,222	24,480	0,0002	0,259	1,578
63	T62	0,02	0,65	0,7	2,05	0,46	0,222	22,370	0,0002	0,259	1,442
64	T63	0,02	0,65	0,7	2,05	0,46	0,222	6,000	0,0002	0,259	0,387
65	T64	0,02	1,00	1,00	3,00	1,00	0,333	18,220	0,0002	0,339	0,896
66	S2	0,02	0,54	0,9	2,34	0,49	0,208	2,000	0,0005	0,392	0,085

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

Keterangan Tabel 4.17 :

Kolom 3	= $n$ , koefisien Manning (Tabel 2.18)
Kolom 4	= $b$ , lebar penampang (hasil pengukuran di lapangan)
Kolom 5	= $h$ , tinggi penampang (hasil pengukuran di lapangan)
Kolom 6	= $P$ , keliling basah saluran (Pers. 2.40)
Kolom 7	= $A$ , luas penampang saluran (Pers. 2.39)
Kolom 8	= $R$ , jari-jari hidrolis (Pers. 2.41)
Kolom 9	= $L_s$ , panjang saluran
Kolom 10	= $S$ , kemiringan saluran (dari kontur)
Kolom 11	= $V$ , kecepatan aliran, perhitungan menggunakan rumus Manning (Pers. 2.46)
Kolom 12	= $t_f$ , waktu yang diperlukan untuk mengalir di sepanjang saluran (Pers. 2.36)

#### 4.1.4.2.3. Perhitungan Nilai $t_c$ (Waktu Konsentrasi)

Perhitungan waktu konsentrasi aliran pada kawasan perumahan ( $t_c$ ) terdiri dari penjumlahan perhitungan waktu aliran air pada permukaan lahan yang masuk kedalam saluran ( $t_o$ ) dan perhitungan waktu aliran air yang mengalir sepanjang saluran ( $t_f$ ).

##### Contoh Perhitungan Nilai $t_c$

Perhitungan nilai  $t_c$  saluran T1 (J1 ; J2)

- Berdasarkan Tabel 4.16 dan 4.17
  - Nilai  $t_{o \text{ max}}$  saluran T1 = 0,993 menit
  - Nilai  $t_f$  saluran T1 = 8,904 menit
- Mencari Nilai  $t_c$  pada Saluran
$$t_c = t_o + t_f$$
$$t_c = 0,993 + 8,904$$
$$t_c = 9,897 \text{ menit} = 0,165 \text{ jam}$$

Perhitungan nilai waktu konsentrasi  $t_c$  pada perencanaan ulang drainase kawasan perumahan Sukolilo *Park Regency* dibagi menjadi dua jenis saluran, yaitu saluran tersier dan saluran sekunder di mana nilai  $t_c$  saluran tersier (tepi rumah) dihitung melalui penjumlahan dari nilai waktu aliran air pada permukaan lahan perumahan menuju saluran tepi rumah ( $t_o$ ) dengan perhitungan waktu aliran air pada saluran ( $t_f$ ) dan  $t_c$  saluran tersier yang dihitung melalui nilai  $t_o$  maksimum dari saluran-saluran tersier terbesar dijumlah dengan nilai  $t_f$  dari saluran-saluran yang dilalui menuju titik kontrol, sedangkan perhitungan  $t_c$  untuk saluran sekunder yaitu  $t_o$  maksimum perhitungan saluran tersier terbesar dijumlah dengan nilai  $t_f$ .

Rekapitulasi perhitungan  $t_c$  selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.18.

Tabel 4. 18 Rekapitulasi Perhitungan  $t_c$

No	Titik		Nama Saluran	Jenis Saluran	$t_{0\max}$	$t_f$	$t_c$	
					(menit)	(menit)	(menit)	(jam)
1	J1	J2	T1	Tersier	0,993	8,904	9,897	0,165
2	J3	J4	T2	Tersier	0,993	8,687	9,679	0,161
3	J5	J6	T3	Tersier	18,599	9,227	27,826	0,464
4	J7	J8	T4	Tersier	18,599	8,934	27,533	0,459
5	J9	J10	T5	Tersier	18,081	9,186	27,267	0,454
6	J11	J12	T6	Tersier	18,081	8,500	26,582	0,443
7	J13	J14	T7	Tersier	17,937	8,239	26,177	0,436
8	J15	J16	T8	Tersier	17,937	8,283	26,220	0,437
9	J17	J18	T9	Tersier	1,049	7,160	8,210	0,137
10	J19	J20	T10	Tersier	1,049	7,321	8,370	0,140
11	J21	J22	T11	Tersier	1,057	11,599	12,656	0,211
12	J23	J24	T12	Tersier	1,057	12,981	14,038	0,234
13	J24	J22	T13	Tersier	14,038	2,132	16,169	0,269
14	J25	J26	T14	Tersier	0,721	1,548	2,270	0,038
15	J27	J28	T15	Tersier	0,721	0,977	1,699	0,028
16	J28	J29	T16	Tersier	0,960	8,305	9,265	0,154
17	J32	J33	T17	Tersier	1,050	2,230	3,280	0,055
18	J40	J33	T18	Tersier	0,653	1,991	2,644	0,044
19	J34	J35	T19	Tersier	0,954	2,292	3,245	0,054
20	J36	J37	T20	Tersier	0,958	1,811	2,769	0,046
21	J38	J39	T21	Tersier	16,707	1,941	18,648	0,311
22	J47	J48	T22	Tersier	10,039	7,937	17,976	0,300
23	J48	J51	T23	Tersier	10,964	8,635	19,599	0,327
24	J49	J50	T24	Tersier	0,856	6,161	7,017	0,117
25	J50	J52	T25	Tersier	10,964	5,825	16,789	0,280
26	J53	J54	T26	Tersier	10,946	4,661	15,607	0,260
27	J55	J56	T27	Tersier	0,949	14,413	15,362	0,256
28	J58	J57	T28	Tersier	0,653	2,564	3,216	0,054



Lanjutan Tabel 4. 18 Rekapitulasi Perhitungan  $t_c$ 

No	Titik		Nama Saluran	Jenis Saluran	$t_{0\max}$	$t_f$	$t_c$	
					(menit)	(menit)	(menit)	(jam)
29	J59	J56	T29	Tersier	0,772	2,372	3,144	0,052
30	J60	J61	T30	Tersier	1,061	19,161	20,222	0,337
31	J62	J63	T31	Tersier	1,061	12,925	13,987	0,233
32	J61	J63	T32	Tersier	20,222	1,504	21,726	0,362
33	J64	J45	T33	Tersier	7,160	16,564	23,725	0,395
34	J65	J66	T34	Tersier	0,902	22,860	23,763	0,396
35	J66	45	S1	Sekunder	47,590	10,558	58,147	0,969
36	J4	J2	T35	Tersier	32,499	1,642	34,141	0,569
37	J6	J4	T36	Tersier	32,260	0,239	32,499	0,542
38	J8	J6	T37	Tersier	30,415	1,844	32,260	0,538
39	J10	J8	T38	Tersier	30,184	0,231	30,415	0,507
40	J12	J10	T39	Tersier	28,387	1,798	30,184	0,503
41	J14	J12	T40	Tersier	28,082	0,305	28,387	0,473
42	J16	J14	T41	Tersier	26,220	1,862	28,082	0,468
43	J18	J16	T42	Tersier	10,796	0,409	11,205	0,187
44	J20	J18	T43	Tersier	8,370	2,426	10,796	0,180
45	J22	J26	T44	Tersier	16,169	0,282	16,451	0,274
46	J26	J30	T45	Tersier	16,451	9,733	26,185	0,436
47	J33	J35	T46	Tersier	3,280	0,469	3,750	0,062
48	J35	J37	T47	Tersier	3,750	2,640	6,389	0,106
49	J37	J39	T48	Tersier	2,769	0,345	3,114	0,052
50	J39	J41	T49	Tersier	18,648	5,742	24,390	0,407
51	J41	J29	T50	Tersier	34,364	0,787	35,151	0,586
52	J2	J41	T51	Tersier	34,141	0,222	34,364	0,573
53	J29	J30	T52	Tersier	35,151	3,448	38,599	0,643
54	J51	J52	T53	Tersier	19,599	2,557	22,155	0,369
55	J52	J54	T54	Tersier	22,155	0,643	22,798	0,380
56	J54	J57	T55	Tersier	22,798	12,364	35,162	0,586
57	J57	J42	T56	Tersier	35,162	1,093	36,255	0,604
58	J56	J43	T57	Tersier	15,362	0,923	16,285	0,271

Lanjutan Tabel 4. 18 Rekapitulasi Perhitungan  $t_c$ 

No	Titik		Nama Saluran	Jenis Saluran	$t_{0 \max}$	$t_r$	$t_c$	
					(menit)	(menit)	(menit)	(jam)
59	J63	J44	T58	Tersier	21,726	0,349	22,075	0,368
60	J30	J31	T59	Tersier	38,599	0,442	39,041	0,651
61	J31	J42	T60	Tersier	39,041	4,246	43,287	0,721
62	J42	J43	T61	Tersier	43,287	1,578	44,865	0,748
63	J43	J44	T62	Tersier	44,865	1,442	46,307	0,772
64	J44	J45	T63	Tersier	46,307	0,387	46,694	0,778
65	J45	J46	T64	Tersier	46,694	0,896	47,590	0,793
66	J46	J47	S2	Sekunder	58,147	0,085	58,232	0,971

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

#### 4.1.4.3. Perhitungan Intensitas Hujan (I)

Setelah didapatkan tinggi hujan rencana ( $R_{24}$ ) dan lamanya waktu konsentrasi ( $t_c$ ), maka intensitas hujan dapat diperhitungkan menggunakan rumus Mononobe.

##### Contoh perhitungan Intensitas Hujan (I)

Perhitungan intensitas hujan (I) saluran T1 (J1 ; J2)

- Diketahui :

$$t_c = 0,165 \text{ jam (Tabel 4.18)}$$

$$R_{24} = 127,98 \text{ mm (PUH 5 tahun)}$$

- Mencari Nilai I pada Saluran T1 (J1 ; J2)

$$I = \frac{R_{24}}{24} \left( \frac{24}{t_c} \right)^{2/3}$$

$$I = \frac{127,98}{24} \left( \frac{24}{0,165} \right)^{2/3} = 147,519 \text{ mm/jam}$$

Perhitungan intensitas hujan (I) selengkapnya di Tabel 4.19.

Tabel 4. 19 Rekapitulasi Perhitungan Intensitas Hujan (I)

No	Titik		Nama Saluran	Jenis Saluran	$t_c$		I
					(menit)	(jam)	(mm/jam)
1	J1	J2	T1	Tersier	9,897	0,165	147,519
2	J3	J4	T2	Tersier	9,679	0,161	149,718
3	J5	J6	T3	Tersier	27,826	0,464	74,053
4	J7	J8	T4	Tersier	27,533	0,459	74,577

Lanjutan Tabel 4.19 Rekapitulasi Perhitungan Intensitas Hujan (I)

No	Titik		Nama Saluran	Jenis Saluran	t <sub>c</sub>		I
					(menit)	(jam)	(mm/jam)
5	J9	J10	T5	Tersier	27,267	0,454	75,061
6	J11	J12	T6	Tersier	26,582	0,443	76,346
7	J13	J14	T7	Tersier	26,177	0,436	77,131
8	J15	J16	T8	Tersier	26,220	0,437	77,046
9	J17	J18	T9	Tersier	8,210	0,137	167,089
10	J19	J20	T10	Tersier	8,370	0,140	164,950
11	J21	J22	T11	Tersier	12,656	0,211	125,210
12	J23	J24	T12	Tersier	14,038	0,234	116,854
13	J24	J22	T13	Tersier	16,169	0,269	106,344
14	J25	J26	T14	Tersier	2,270	0,038	393,743
15	J27	J28	T15	Tersier	1,699	0,028	477,664
16	J28	J29	T16	Tersier	9,265	0,154	154,150
17	J32	J33	T17	Tersier	3,280	0,055	308,004
18	J40	J33	T18	Tersier	2,644	0,044	355,673
19	J34	J35	T19	Tersier	3,245	0,054	310,216
20	J36	J37	T20	Tersier	2,769	0,046	344,847
21	J38	J39	T21	Tersier	18,648	0,311	96,697
22	J47	J48	T22	Tersier	17,976	0,300	99,092
23	J48	J51	T23	Tersier	19,599	0,327	93,545
24	J49	J50	T24	Tersier	7,017	0,117	185,530
25	J50	J52	T25	Tersier	16,789	0,280	103,709
26	J53	J54	T26	Tersier	15,607	0,260	108,883
27	J55	J56	T27	Tersier	15,362	0,256	110,039
28	J58	J57	T28	Tersier	3,216	0,054	312,069
29	J59	J56	T29	Tersier	3,144	0,052	316,859
30	J60	J61	T30	Tersier	20,222	0,337	91,613
31	J62	J63	T31	Tersier	13,987	0,233	117,137
32	J61	J63	T32	Tersier	21,726	0,362	87,334
33	J64	J45	T33	Tersier	23,725	0,395	82,358
34	J65	J66	T34	Tersier	23,763	0,396	82,270

Lanjutan Tabel 4.19 Rekapitulasi Perhitungan Intensitas Hujan (I)

No	Titik		Nama Saluran	Jenis Saluran	$t_c$		I
					(menit)	(jam)	(mm/jam)
35	J66	45	S1	Sekunder	58,147	0,969	45,306
36	J4	J2	T35	Tersier	34,141	0,569	64,613
37	J6	J4	T36	Tersier	32,499	0,542	66,772
38	J8	J6	T37	Tersier	32,260	0,538	67,102
39	J10	J8	T38	Tersier	30,415	0,507	69,787
40	J12	J10	T39	Tersier	30,184	0,503	70,143
41	J14	J12	T40	Tersier	28,387	0,473	73,074
42	J16	J14	T41	Tersier	28,082	0,468	73,602
43	J18	J16	T42	Tersier	11,205	0,187	135,800
44	J20	J18	T43	Tersier	10,796	0,180	139,210
45	J22	J26	T44	Tersier	16,451	0,274	105,124
46	J26	J30	T45	Tersier	26,185	0,436	77,116
47	J33	J35	T46	Tersier	3,750	0,062	281,731
48	J35	J37	T47	Tersier	6,389	0,106	197,484
49	J37	J39	T48	Tersier	3,114	0,052	318,895
50	J39	J41	T49	Tersier	24,390	0,407	80,853
51	J41	J29	T50	Tersier	35,151	0,586	63,370
52	J2	J41	T51	Tersier	34,364	0,573	64,334
53	J29	J30	T52	Tersier	38,599	0,643	59,537
54	J51	J52	T53	Tersier	22,155	0,369	86,203
55	J52	J54	T54	Tersier	22,798	0,380	84,575
56	J54	J57	T55	Tersier	35,162	0,586	63,357
57	J57	J42	T56	Tersier	36,255	0,604	62,076
58	J56	J43	T57	Tersier	16,285	0,271	105,840
59	J63	J44	T58	Tersier	22,075	0,368	86,412
60	J30	J31	T59	Tersier	39,041	0,651	59,087
61	J31	J42	T60	Tersier	43,287	0,721	55,157
62	J42	J43	T61	Tersier	44,865	0,748	53,856
63	J43	J44	T62	Tersier	46,307	0,772	52,732
64	J44	J45	T63	Tersier	46,694	0,778	52,440
65	J45	J46	T64	Tersier	47,590	0,793	51,780
66	J46	J47	S2	Sekunder	58,232	0,971	45,262

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

#### 4.1.4.4. Perhitungan Debit Banjir (Q)

Pehitungan debit banjir di kawasan Perumahan Sukolilo *Park Regency* memakai Metode Rasional. Metode Rasional sangat simpel dan mudah penggunaannya, namun penggunaannya terbatas untuk DAS-DAS dengan ukuran kecil, yaitu kurang dari 300 ha. (Suripin, 2004)

Untuk menghitung debit banjir diperlukan nilai koefisien pengaliran (C), intensitas hujan (I), dan luas daerah pengaliran (DAS).

##### Contoh perhitungan Debit Banjir (Q)

Perhitungan debit banjir (Q) saluran T1 (J1 ; J2)

- Diketahui :

$$C \text{ saluran} = 0,888 \text{ (Tabel 4.15)}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas daerah yang ditinjau (A)} &= 1868,923 \text{ m}^2 \\ &= 0,00187 \text{ km}^2 \text{ (Tabel 4.15)} \end{aligned}$$

$$\text{Intensitas hujan (I)} = 147,519 \text{ mm/jam (Tabel 4.19)}$$

Mencari Nilai Q hidrologi pada Saluran T1 (J1 ; J2)

$$Q = \frac{1}{3,6} \cdot C \cdot I \cdot A$$

$$Q = \frac{1}{3,6} \cdot 0,888 \cdot 147,519 \cdot 0,00187 = 0,068$$

Perhitungan debit banjir (Q) selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.20.

Tabel 4. 20 Rekapitulasi Perhitungan Debit Banjir (Q)

No	Titik		Nama Saluran	Jenis Saluran	C	I Mononobe	A	Qhidrologi
						(mm/jam)	Km <sup>2</sup>	m <sup>3</sup> /s
1	J1	J2	T1	Tersier	0,888	147,519	0,00187	0,068
2	J3	J4	T2	Tersier	0,889	149,718	0,00185	0,068
3	J5	J6	T3	Tersier	0,813	74,053	0,00210	0,035
4	J7	J8	T4	Tersier	0,845	74,577	0,00208	0,036
5	J9	J10	T5	Tersier	0,845	75,061	0,00207	0,037
6	J11	J12	T6	Tersier	0,853	76,346	0,00204	0,037
7	J13	J14	T7	Tersier	0,840	77,131	0,00199	0,036
8	J15	J16	T8	Tersier	0,825	77,046	0,00191	0,034
9	J17	J18	T9	Tersier	0,889	167,089	0,00199	0,082

Lanjutan Tabel 4. 20 Rekapitulasi Perhitungan Debit Banjir (Q)

No	Titik		Nama Saluran	Jenis Saluran	C	I Mononobe (mm/jam)	A Km <sup>2</sup>	Q hidrologi m <sup>3</sup> /s
10	J19	J20	T10	Tersier	0,888	164,950	0,00197	0,080
11	J21	J22	T11	Tersier	0,886	125,210	0,00301	0,093
12	J23	J24	T12	Tersier	0,882	116,854	0,00352	0,101
13	J24	J22	T13	Tersier	0,879	106,344	0,00363	0,094
14	J25	J26	T14	Tersier	0,800	393,743	0,00005	0,005
15	J27	J28	T15	Tersier	0,800	477,664	0,00003	0,004
16	J28	J29	T16	Tersier	0,884	154,150	0,00348	0,132
17	J32	J33	T17	Tersier	0,887	308,004	0,00065	0,049
18	J40	J33	T18	Tersier	0,800	355,673	0,00004	0,003
19	J34	J35	T19	Tersier	0,884	310,216	0,00051	0,039
20	J36	J37	T20	Tersier	0,883	344,847	0,00048	0,041
21	J38	J39	T21	Tersier	0,597	96,697	0,00126	0,020
22	J47	J48	T22	Tersier	0,881	99,092	0,00145	0,035
23	J48	J51	T23	Tersier	0,876	93,545	0,00131	0,030
24	J49	J50	T24	Tersier	0,800	185,530	0,00028	0,012
25	J50	J52	T25	Tersier	0,884	103,709	0,00114	0,029
26	J53	J54	T26	Tersier	0,324	108,883	0,00059	0,006
27	J55	J56	T27	Tersier	0,877	110,039	0,00287	0,077
28	J58	J57	T28	Tersier	0,800	312,069	0,00006	0,004
29	J59	J56	T29	Tersier	0,880	316,859	0,00023	0,018
30	J60	J61	T30	Tersier	0,883	91,613	0,00328	0,074
31	J62	J63	T31	Tersier	0,885	117,137	0,00460	0,132
32	J61	J63	T32	Tersier	0,882	87,334	0,00332	0,071
33	J64	J45	T33	Tersier	0,866	82,358	0,00202	0,040
34	J65	J66	T34	Tersier	0,800	82,270	0,00151	0,028
35	J66	45	S1	Sekunder	0,695	45,306	0,04114	0,360
36	J4	J2	T35	Tersier	0,847	64,613	0,01655	0,252
37	J6	J4	T36	Tersier	0,842	66,772	0,01462	0,228
38	J8	J6	T37	Tersier	0,847	67,102	0,01251	0,198
39	J10	J8	T38	Tersier	0,848	69,787	0,01034	0,170

Lanjutan Tabel 4. 20 Rekapitulasi Perhitungan Debit Banjir (Q)

No	Titik		Nama Saluran	Jenis Saluran	C	I Mononobe (mm/jam)	A Km <sup>2</sup>	Qhidrologi m <sup>3</sup> /s
40	J12	J10	T39	Tersier	0,848	70,143	0,00826	0,136
41	J14	J12	T40	Tersier	0,847	73,074	0,00613	0,105
42	J16	J14	T41	Tersier	0,851	73,602	0,00412	0,072
43	J18	J16	T42	Tersier	0,876	135,800	0,00212	0,070
44	J20	J18	T43	Tersier	0,883	139,210	0,00011	0,004
45	J22	J26	T44	Tersier	0,882	105,124	0,00665	0,171
46	J26	J30	T45	Tersier	0,778	77,116	0,01068	0,178
47	J33	J35	T46	Tersier	0,881	281,731	0,00070	0,048
48	J35	J37	T47	Tersier	0,879	197,484	0,00126	0,061
49	J37	J39	T48	Tersier	0,880	318,895	0,00175	0,136
50	J39	J41	T49	Tersier	0,763	80,853	0,00313	0,054
51	J41	J29	T50	Tersier	0,763	63,370	0,00315	0,042
52	J2	J41	T51	Tersier	0,851	64,334	0,01844	0,280
53	J29	J30	T52	Tersier	0,764	59,537	0,00322	0,041
54	J51	J52	T53	Tersier	0,875	86,203	0,00289	0,060
55	J52	J54	T54	Tersier	0,872	84,575	0,00434	0,089
56	J54	J57	T55	Tersier	0,673	63,357	0,00917	0,109
57	J57	J42	T56	Tersier	0,674	62,076	0,00923	0,107
58	J56	J43	T57	Tersier	0,876	105,840	0,00315	0,081
59	J63	J44	T58	Tersier	0,884	86,412	0,00793	0,168
60	J30	J31	T59	Tersier	0,774	59,087	0,01393	0,177
61	J31	J42	T60	Tersier	0,775	55,157	0,01409	0,167
62	J42	J43	T61	Tersier	0,741	53,856	0,02334	0,259
63	J43	J44	T62	Tersier	0,591	52,732	0,02940	0,254
64	J44	J45	T63	Tersier	0,653	52,440	0,03734	0,355
65	J45	J46	T64	Tersier	0,664	51,780	0,03938	0,376
66	J46	J47	S2	Sekunder	0,680	45,262	0,08052	0,688

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

## 4.2. Analisis Hidrolika

Tahap awal perhitungan analisis hidrolika pada kawasan Perumahan Sukolilo *Park Regency* yaitu perhitungan kapasitas eksisting saluran-saluran kawasan perumahan ini. Apabila kapasitas saluran tidak mampu di tampung oleh saluran pada kondisi eksisting sehingga terjadi peluapan air dan terjadi banjir, maka dilakukan alternatif perencanaan ulang dimensi saluran eksisting.

### 4.2.1. Perhitungan Kapasitas Saluran Eksisting

Saluran eksisting pada kawasan perumahan ini terbuat dari beton pada kedua sisinya dengan harga koefisien kekasaran Manning sebesar 0,020. Untuk pengukuran dimensi lebar dan tinggi saluran dilakukan langsung di lokasi studi.

#### Contoh Perhitungan Saluran Eksisting

Perhitungan saluran eksisting T1 (J1 ; J2)

Ukuran penampang :

$$b = 0,5 \text{ meter}$$

$$h_{\text{saluran}} = 0,53 \text{ meter}$$

$$\text{Panjang saluran} = 115,870 \text{ meter}$$

• Mencari Nilai  $Q_{\text{hidrolika}}$  pada Saluran T1 (J1 ; J2)

Untuk menghitung debit yang mampu ditampung oleh saluran eksisting sebagai berikut :

$$\text{Luas penampang (A)} = b \times h_{\text{saluran}}$$

$$\text{Luas penampang (A)} = 0,5 \times 0,53 = 0,27 \text{ m}^2$$

$$\text{Keliling basah (P)} = b + (2 \times h_{\text{total}})$$

$$\text{Keliling basah (P)} = 0,5 + (2 \times 0,53) = 1,56 \text{ m}$$

$$\text{Jari-jari hidraulik (R)} = \frac{A}{P}$$

$$\text{Jari-jari hidraulik (R)} = \frac{0,27}{1,56} = 0,170 \text{ m}$$

$$\text{Koefisien manning (n)} = 0,02$$

$$\text{Kemiringan saluran (S)} = 0,0002 \text{ (dari kontur data sekunder)}$$

$$\text{Kecepatan (V)} = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} S^{1/2}$$

$$\text{Kecepatan (V)} = \frac{1}{0,02} \cdot 0,170^{2/3} 0,0002^{1/2} = 0,217 \text{ m/s}$$



$$Q_{\text{hidrolika}}$$

$$= V \times A$$

$$Q_{\text{hidrolika}}$$

$$= 0,217 \times 0,27 = 0,0575 \text{ m}^3/\text{s}$$

Rekapitulasi perhitungan  $Q_{\text{hidrolika}}$  selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.21.

Tabel 4. 21 Rekapitulasi Perhitungan  $Q_{\text{hidrolika}}$  Saluran Eksisting

No	Nama Saluran	n Manning	b	h	P	A	R	Ls m	Kemiringan Saluran (S)	V	Qhidrolika
			m	m	m	m <sup>2</sup>	m			m/s	m <sup>3</sup> /s
1	T1	0,02	0,50	0,53	1,56	0,27	0,170	115,870	0,0002	0,217	0,0575
2	T2	0,02	0,57	0,5	1,57	0,29	0,182	117,850	0,0002	0,226	0,0644
3	T3	0,02	0,48	0,53	1,54	0,25	0,165	117,550	0,0002	0,212	0,0540
4	T4	0,02	0,53	0,49	1,51	0,26	0,172	116,920	0,0002	0,218	0,0566
5	T5	0,02	0,48	0,51	1,50	0,24	0,163	116,080	0,0002	0,211	0,0516
6	T6	0,02	0,57	0,48	1,53	0,27	0,179	114,170	0,0002	0,224	0,0612
7	T7	0,02	0,55	0,54	1,63	0,30	0,182	112,060	0,0002	0,227	0,0673
8	T8	0,02	0,52	0,49	1,50	0,25	0,170	107,500	0,0002	0,216	0,0551
9	T9	0,02	0,69	0,58	1,85	0,40	0,216	109,190	0,0002	0,254	0,1017
10	T10	0,02	0,70	0,35	1,40	0,25	0,175	96,920	0,0002	0,221	0,0541
11	T11	0,02	0,65	0,5	1,65	0,33	0,197	166,160	0,0002	0,239	0,0776
12	T12	0,02	0,50	0,45	1,40	0,23	0,161	162,370	0,0002	0,208	0,0469
13	T13	0,02	0,36	0,52	1,40	0,19	0,134	37,390	0,0005	0,292	0,0547
14	T14	0,02	0,65	0,5	1,65	0,33	0,197	22,180	0,0002	0,239	0,0776
15	T15	0,02	0,65	0,5	1,65	0,33	0,197	14,000	0,0002	0,239	0,0776
16	T16	0,02	0,65	0,5	1,65	0,33	0,197	188,600	0,0005	0,378	0,1230
17	T17	0,02	0,31	0,36	1,03	0,11	0,108	34,000	0,0005	0,254	0,0284
18	T18	0,02	0,37	0,35	1,07	0,13	0,121	20,610	0,0002	0,173	0,0223
19	T19	0,02	0,34	0,25	0,84	0,09	0,101	33,380	0,0005	0,243	0,0206
20	T20	0,02	0,32	0,38	1,08	0,12	0,113	28,330	0,0005	0,261	0,0317
21	T21	0,02	0,28	0,3	0,88	0,08	0,095	27,200	0,0005	0,234	0,0196
22	T22	0,02	0,45	0,18	0,81	0,08	0,100	114,710	0,0005	0,241	0,0195
23	T23	0,02	0,45	0,18	0,81	0,08	0,100	78,720	0,0002	0,152	0,0123
24	T24	0,02	0,25	0,25	0,75	0,06	0,083	78,850	0,0005	0,213	0,0133
25	T25	0,02	0,25	0,47	1,19	0,12	0,099	52,660	0,0002	0,151	0,0177
26	T26	0,02	0,31	0,35	1,01	0,11	0,107	44,570	0,0002	0,159	0,0173
27	T27	0,02	0,28	0,2	0,68	0,06	0,082	183,010	0,0005	0,212	0,0119
28	T28	0,02	0,40	0,43	1,26	0,17	0,137	28,760	0,0002	0,187	0,0322
29	T29	0,02	0,35	0,33	1,01	0,12	0,114	23,650	0,0002	0,166	0,0192
30	T30	0,02	0,32	0,15	0,62	0,05	0,077	233,480	0,0005	0,203	0,0097
31	T31	0,02	0,38	0,55	1,48	0,21	0,141	235,130	0,0005	0,303	0,0634
32	T32	0,02	0,38	0,55	1,48	0,21	0,141	17,260	0,0002	0,191	0,0400

Lanjutan Tabel 4.21 Rekapitulasi Perhitungan  $Q_{\text{hidrolika}}$  Saluran Eksisting

No	Nama Saluran	n	b		h		P		A	R	Ls	Kemiringan Saluran (S)	V		$Q_{\text{hidrolika}}$
			m	m	m	m	m	m <sup>2</sup>					m/s	m <sup>3</sup> /s	
33	T33	0,02	0,26	0,35	0,96	0,09	0,095				231,010	0,0005	0,232	0,0212	
34	T34	0,02	0,78	0,65	2,08	0,51	0,244				377,470	0,0002	0,275	0,1395	
35	S1	0,02	0,54	0,9	2,34	0,49	0,208				248,380	0,0005	0,392	0,1906	
36	T35	0,02	0,51	0,38	1,27	0,19	0,153				31,460	0,0005	0,319	0,0619	
37	T36	0,02	0,49	0,37	1,23	0,18	0,147				4,480	0,0005	0,312	0,0566	
38	T37	0,02	0,49	0,37	1,23	0,18	0,147				34,520	0,0005	0,312	0,0566	
39	T38	0,02	0,46	0,48	1,42	0,22	0,155				4,480	0,0005	0,323	0,0714	
40	T39	0,02	0,46	0,48	1,42	0,22	0,155				34,870	0,0005	0,323	0,0714	
41	T40	0,02	0,46	0,38	1,22	0,17	0,143				5,600	0,0005	0,306	0,0535	
42	T41	0,02	0,46	0,38	1,22	0,17	0,143				34,200	0,0005	0,306	0,0535	
43	T42	0,02	0,38	0,27	0,92	0,10	0,112				6,360	0,0005	0,259	0,0266	
44	T43	0,02	0,38	0,27	0,92	0,10	0,112				37,700	0,0005	0,259	0,0266	
45	T44	0,02	0,36	0,52	1,40	0,19	0,134				4,950	0,0005	0,292	0,0547	
46	T45	0,02	0,48	0,5	1,48	0,24	0,162				194,160	0,0005	0,332	0,0798	
47	T46	0,02	0,37	0,35	1,07	0,13	0,121				4,860	0,0002	0,173	0,0223	
48	T47	0,02	0,37	0,35	1,07	0,13	0,121				27,330	0,0002	0,173	0,0223	
49	T48	0,02	0,37	0,35	1,07	0,13	0,121				3,570	0,0002	0,173	0,0223	
50	T49	0,02	0,37	0,35	1,07	0,13	0,121				59,450	0,0002	0,173	0,0223	
51	T50	0,02	0,37	0,35	1,07	0,13	0,121				8,150	0,0002	0,173	0,0223	
52	T51	0,02	0,47	0,55	1,57	0,26	0,165				4,480	0,0005	0,336	0,0868	
53	T52	0,02	0,37	0,35	1,07	0,13	0,121				35,700	0,0002	0,173	0,0223	
54	T53	0,02	0,24	0,5	1,24	0,12	0,097				36,150	0,0005	0,236	0,0283	
55	T54	0,02	0,24	0,5	1,24	0,12	0,097				9,090	0,0005	0,236	0,0283	
56	T55	0,02	0,33	0,3	0,93	0,10	0,106				186,290	0,0005	0,251	0,0249	
57	T56	0,02	0,39	0,32	1,03	0,12	0,121				17,960	0,0005	0,274	0,0342	
58	T57	0,02	0,40	0,4	1,20	0,16	0,133				16,160	0,0005	0,292	0,0467	
59	T58	0,02	0,38	0,55	1,48	0,21	0,141				4,000	0,0002	0,191	0,0400	
60	T59	0,02	1,00	1,00	3,00	1,00	0,333				14,260	0,0005	0,537	0,5375	
61	T60	0,02	0,95	0,65	2,25	0,62	0,274				75,880	0,0002	0,298	0,1839	
62	T61	0,02	0,65	0,7	2,05	0,46	0,222				24,480	0,0002	0,259	0,1176	
63	T62	0,02	0,65	0,7	2,05	0,46	0,222				22,370	0,0002	0,259	0,1176	
64	T63	0,02	0,65	0,7	2,05	0,46	0,222				6,000	0,0002	0,259	0,1176	
65	T64	0,02	1,00	1,00	3,00	1,00	0,333				18,220	0,0002	0,339	0,3391	
66	S2	0,02	0,54	0,9	2,34	0,49	0,208				2,000	0,0005	0,392	0,1906	

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

Keterangan Tabel 4.21 :

Kolom 3	= n, koefisien Manning (Tabel 2.18)
Kolom 4	= b, lebar penampang (hasil pengukuran di lapangan)
Kolom 5	= h, tinggi penampang (hasil pengukuran di lapangan)
Kolom 6	= P, keliling basah saluran (Pers. 2.40)
Kolom 7	= A, luas penampang saluran (Pers. 2.39)
Kolom 8	= R, jari-jari hidrolis (Pers. 2.41)
Kolom 9	= Ls, panjang saluran
Kolom 10	= S, kemiringan saluran (dari kontur)
Kolom 11	= V, kecepatan aliran, perhitungan menggunakan rumus Manning (Pers. 2.46)
Kolom 12	= Q hidrolika, perhitungan debit eksisting (Pers. 2.45)

#### **4.2.2. Elevasi Saluran Eksisting**

##### Contoh Perhitungan Elevasi Eksisting Dasar Saluran

Perhitungan untuk Saluran T1 (J1 ; J2)

Diketahui :

Elevasi eksisting tanah asli (hulu)	= + 3,1235
Elevasi eksisting tanah asli (hilir)	= + 3,1021
Tinggi saluran eksisting (h)	= 0,53 meter

Perhitungan elevasi eksisting dasar saluran sebagai berikut :

Hulu	= Elevasi eksisting tanah asli (hulu) – h saluran eksisting = 3,1235 – 0,53 = 2,5935
Hilir	= Elevasi eksisting tanah asli (hilir) – h saluran eksisting = 3,1021 – 0,53 = 2,5721

Berikut rekapitan elevasi saluran eksisting Perumahan Sukolilo *Park Regency* selengkapnya pada Tabel 4.22.

Tabel 4. 22 Elevasi Saluran Eksisting Perumahan Sukolilo *Park Regency*

No	Nama Saluran	Elevasi Eksisting Tanah Asli		h saluran eksisting m	Elevasi Eksisting Dasar Saluran	
		Hulu	Hilir		Hulu	Hilir
1	T1	3,1235	3,1021	0,53	2,5935	2,5721
2	T2	3,114	3,1264	0,5	2,614	2,6264
3	T3	3,1174	3,1301	0,53	2,5874	2,6001
4	T4	3,1435	3,1559	0,49	2,6535	2,6659
5	T5	3,1484	3,16	0,51	2,6384	2,65
6	T6	3,1767	3,1872	0,48	2,6967	2,7072
7	T7	3,1798	3,1872	0,54	2,6398	2,6472
8	T8	3,1889	3,1792	0,49	2,6989	2,6892
9	T9	3,1899	3,1806	0,58	2,6099	2,6006
10	T10	3,2004	3,2144	0,35	2,8504	2,8644
11	T11	3,2014	3,2205	0,5	2,7014	2,7205
12	T12	3,2082	3,2304	0,45	2,7582	2,7804
13	T13	3,2304	3,2205	0,52	2,7104	2,7005
14	T14	3,2166	3,2205	0,5	2,7166	2,7205
15	T15	3,2166	3,2149	0,5	2,7166	2,7149
16	T16	3,2149	3,099	0,5	2,7149	2,599
17	T17	3,13	3,1134	0,36	2,77	2,7534
18	T18	3,1256	3,1134	0,35	2,7756	2,7634
19	T19	3,1268	3,1104	0,25	2,8768	2,8604
20	T20	3,1079	3,093	0,38	2,7279	2,713
21	T21	3,1055	3,0929	0,3	2,8055	2,7929
22	T22	3,2105	3,2528	0,18	3,0305	3,0728
23	T23	3,2528	3,2409	0,18	3,0728	3,0609
24	T24	3,2105	3,2404	0,25	2,9605	2,9904
25	T25	3,2404	3,2324	0,47	2,7704	2,7624
26	T26	3,2376	3,2312	0,35	2,8876	2,8812
27	T27	3,2376	3,1892	0,2	3,0376	2,9892

Lanjutan Tabel 4.22 Elevasi Saluran Eksisting Perumahan  
Sukolilo *Park Regency*

No	Nama Saluran	Elevasi Eksisting Tanah Asli		h saluran eksisting m	Elevasi Eksisting Dasar Saluran	
		Hulu	Hilir		Hulu	Hilir
28	T28	3,1892	3,1745	0,43	2,7592	2,7445
29	T29	3,1763	3,1898	0,33	2,8463	2,8598
30	T30	3,2536	3,1981	0,15	3,1036	3,0481
31	T31	3,2579	3,2067	0,55	2,7079	2,6567
32	T32	3,1981	3,2067	0,55	2,6481	2,6567
33	T33	3,2532	3,2073	0,35	2,9032	2,8573
34	T34	3,2097	3,2649	0,65	2,5597	2,6149
35	S1	3,2649	3,2046	0,9	2,3649	2,3046
36	T35	3,1264	3,1021	0,38	2,7464	2,7221
37	T36	3,1301	3,1264	0,37	2,7601	2,7564
38	T37	3,1559	3,1301	0,37	2,7859	2,7601
39	T38	3,16	3,1559	0,48	2,68	2,6759
40	T39	3,1872	3,16	0,48	2,7072	2,68
41	T40	3,1872	3,1872	0,38	2,8072	2,8072
42	T41	3,1792	3,1872	0,38	2,7992	2,8072
43	T42	3,1104	3,1792	0,27	2,8404	2,9092
44	T43	3,2144	3,1806	0,27	2,9444	2,9106
45	T44	3,2205	3,2205	0,52	2,7005	2,7005
46	T45	3,2205	3,1232	0,5	2,7205	2,6232
47	T46	3,1134	3,1104	0,35	2,7634	2,7604
48	T47	3,1104	3,0939	0,35	2,7604	2,7439
49	T48	3,0939	3,0929	0,35	2,7439	2,7429
50	T49	3,0929	3,0982	0,35	2,7429	2,7482
51	T50	3,0982	3,0999	0,35	2,7482	2,7499
52	T51	3,1021	3,0982	0,55	2,5521	2,5482
53	T52	3,0999	3,1232	0,35	2,7499	2,7732
54	T53	3,2409	3,2324	0,5	2,7409	2,7324
55	T54	3,2324	3,2312	0,5	2,7324	2,7312
56	T55	3,2312	3,1745	0,3	2,9312	2,8745

Lanjutan Tabel 4.22 Elevasi Saluran Eksisting Perumahan  
Sukolilo *Park Regency*

No	Nama Saluran	Elevasi Eksisting Tanah Asli		h saluran eksisting m	Elevasi Eksisting Dasar Saluran	
		Hulu	Hilir		Hulu	Hilir
57	T56	3,1745	3,1806	0,32	2,8545	2,8606
58	T57	3,1898	3,1947	0,4	2,7898	2,7947
59	T58	3,2067	3,2072	0,55	2,6567	2,6572
60	T59	3,1232	3,1287	1	2,1232	2,1287
61	T60	3,1287	3,1806	0,65	2,4787	2,5306
62	T61	3,1806	3,1947	0,7	2,4806	2,4947
63	T62	3,1947	3,2072	0,7	2,4947	2,5072
64	T63	3,2072	3,2073	0,7	2,5072	2,5073
65	T64	3,2073	3,2038	1	2,2073	2,2038
66	S2	3,2038	3,2019	0,9	2,3038	2,3019

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

#### 4.2.3. Evaluasi Kondisi Saluran

Berdasarkan perhitungan di atas, didapatkan nilai debit banjir rencana saluran ( $Q_{\text{hidrologi}}$ ) (Tabel 4.20) dan nilai debit eksisting saluran ( $Q_{\text{hidrolika}}$ ) (Tabel 4.21).

Perhitungan ini dilakukan untuk membandingkan debit manakah yang lebih besar. Apabila nilai  $Q_{\text{hidrolika}}$  lebih besar dari nilai  $Q_{\text{hidrologi}}$  artinya penampang mampu menampung debit yang masuk (air tidak meluber), sebaliknya jika  $Q_{\text{hidrologi}}$  lebih besar dari nilai  $Q_{\text{hidrolika}}$  artinya penampang saluran eksisting tidak mampu menampung debit yang masuk (air meluber) sehingga dibutuhkan perencanaan ulang saluran untuk menampung debit agar air tidak meluber dan menyebabkan banjir di sekitar kawasan perumahan.

Perbandingan nilai debit banjir rencana saluran ( $Q_{\text{hidrologi}}$ ) dengan nilai debit eksisting saluran ( $Q_{\text{hidrolika}}$ ) selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.23.

Tabel 4. 23 Perbandingan Debit Rencana Saluran ( $Q_{\text{hidrologi}}$ )  
dengan Debit Eksisting ( $Q_{\text{hidrolika}}$ )

No	Titik		Nama Saluran	Jenis Saluran	$Q_{\text{hidrologi}}$	$Q_{\text{hidrolika}}$	Kondisi Saluran
					$\text{m}^3/\text{s}$	$\text{m}^3/\text{s}$	
1	J1	J2	T1	Tersier	0,0680	0,0575	luber
2	J3	J4	T2	Tersier	0,0684	0,0644	luber
3	J5	J6	T3	Tersier	0,0351	0,0540	aman
4	J7	J8	T4	Tersier	0,0364	0,0566	aman
5	J9	J10	T5	Tersier	0,0365	0,0516	aman
6	J11	J12	T6	Tersier	0,0369	0,0612	aman
7	J13	J14	T7	Tersier	0,0358	0,0673	aman
8	J15	J16	T8	Tersier	0,0338	0,0551	aman
9	J17	J18	T9	Tersier	0,0820	0,1017	aman
10	J19	J20	T10	Tersier	0,0803	0,0541	luber
11	J21	J22	T11	Tersier	0,0927	0,0776	luber
12	J23	J24	T12	Tersier	0,1006	0,0469	luber
13	J24	J22	T13	Tersier	0,0942	0,0547	luber
14	J25	J26	T14	Tersier	0,0048	0,0776	aman
15	J27	J28	T15	Tersier	0,0037	0,0776	aman
16	J28	J29	T16	Tersier	0,1317	0,1230	luber
17	J32	J33	T17	Tersier	0,0493	0,0284	luber
18	J40	J33	T18	Tersier	0,0033	0,0223	aman
19	J34	J35	T19	Tersier	0,0385	0,0206	luber
20	J36	J37	T20	Tersier	0,0409	0,0317	luber
21	J38	J39	T21	Tersier	0,0202	0,0196	luber
22	J47	J48	T22	Tersier	0,0352	0,0195	luber
23	J48	J51	T23	Tersier	0,0298	0,0123	luber
24	J49	J50	T24	Tersier	0,0116	0,0133	aman
25	J50	J52	T25	Tersier	0,0291	0,0177	luber
26	J53	J54	T26	Tersier	0,0058	0,0173	aman
27	J55	J56	T27	Tersier	0,0769	0,0119	luber
28	J58	J57	T28	Tersier	0,0040	0,0322	aman
29	J59	J56	T29	Tersier	0,0180	0,0192	aman

Lanjutan Tabel 4.23 Perbandingan Debit Rencana Saluran ( $Q_{\text{hidrologi}}$ ) dengan Debit Eksisting ( $Q_{\text{hidrolika}}$ )

No	Titik		Nama Saluran	Jenis Saluran	$Q_{\text{hidrologi}}$ m <sup>3</sup> /s	$Q_{\text{hidrolika}}$ m <sup>3</sup> /s	Kondisi Saluran
30	J60	J61	T30	Tersier	0,0738	0,0097	luber
31	J62	J63	T31	Tersier	0,1323	0,0634	luber
32	J61	J63	T32	Tersier	0,0711	0,0400	luber
33	J64	J45	T33	Tersier	0,0401	0,0212	luber
34	J65	J66	T34	Tersier	0,0276	0,1395	aman
35	J66	45	S1	Sekunder	0,3600	0,1906	luber
36	J4	J2	T35	Tersier	0,2517	0,0619	luber
37	J6	J4	T36	Tersier	0,2284	0,0566	luber
38	J8	J6	T37	Tersier	0,1975	0,0566	luber
39	J10	J8	T38	Tersier	0,1700	0,0714	luber
40	J12	J10	T39	Tersier	0,1365	0,0714	luber
41	J14	J12	T40	Tersier	0,1054	0,0535	luber
42	J16	J14	T41	Tersier	0,0717	0,0535	luber
43	J18	J16	T42	Tersier	0,0700	0,0266	luber
44	J20	J18	T43	Tersier	0,0038	0,0266	aman
45	J22	J26	T44	Tersier	0,1713	0,0547	luber
46	J26	J30	T45	Tersier	0,1778	0,0798	luber
47	J33	J35	T46	Tersier	0,0483	0,0223	luber
48	J35	J37	T47	Tersier	0,0608	0,0223	luber
49	J37	J39	T48	Tersier	0,1364	0,0223	luber
50	J39	J41	T49	Tersier	0,0536	0,0223	luber
51	J41	J29	T50	Tersier	0,0422	0,0223	luber
52	J2	J41	T51	Tersier	0,2804	0,0868	luber
53	J29	J30	T52	Tersier	0,0406	0,0223	luber
54	J51	J52	T53	Tersier	0,0605	0,0283	luber
55	J52	J54	T54	Tersier	0,0889	0,0283	luber
56	J54	J57	T55	Tersier	0,1086	0,0249	luber
57	J57	J42	T56	Tersier	0,1072	0,0342	luber
58	J56	J43	T57	Tersier	0,0811	0,0467	luber



Lanjutan Tabel 4.23 Perbandingan Debit Rencana Saluran ( $Q_{hidrologi}$ ) dengan Debit Eksisting ( $Q_{hidrolika}$ )

No	Titik		Nama Saluran	Jenis Saluran	$Q_{hidrologi}$	$Q_{hidrolika}$	Kondisi Saluran
					$m^3/s$	$m^3/s$	
59	J63	J44	T58	Tersier	0,1681	0,0400	luber
60	J30	J31	T59	Tersier	0,1771	0,5375	aman
61	J31	J42	T60	Tersier	0,1672	0,1839	aman
62	J42	J43	T61	Tersier	0,2588	0,1176	luber
63	J43	J44	T62	Tersier	0,2545	0,1176	luber
64	J44	J45	T63	Tersier	0,3552	0,1176	luber
65	J45	J46	T64	Tersier	0,3760	0,3391	luber
66	J46	J67	S2	Sekunder	0,6883	0,1906	luber

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

Pada evaluasi saluran eksisting adanya evaluasi atau kontrol terhadap elevasi saluran eksisting juga diperlukan untuk mengetahui kondisi aliran air saluran eksisting apakah dapat mengalir secara gravitasi, di mana elevasi hulu saluran eksisting lebih besar daripada elevasi hilir saluran eksisting.

Untuk hasil evaluasi terhadap elevasi saluran eksisting Perumahan Sukolilo *Park Regency* selengkapnya pada Tabel 4.24

Tabel 4. 24 Evaluasi Elevasi Saluran Eksisting Perumahan Sukolilo *Park Regency*

No	Nama Saluran	Elevasi Eksisting Tanah Asli		Elevasi Eksisting Dasar Saluran		Hasil Evaluasi Elevasi Eksisting
		Hulu	Hilir	Hulu	Hilir	
1	T1	3,1235	3,1021	2,5935	2,5721	OK
2	T2	3,114	3,1264	2,614	2,6264	NOT OK
3	T3	3,1174	3,1301	2,5874	2,6001	NOT OK
4	T4	3,1435	3,1559	2,6535	2,6659	NOT OK
5	T5	3,1484	3,16	2,6384	2,65	NOT OK
6	T6	3,1767	3,1872	2,6967	2,7072	NOT OK
7	T7	3,1798	3,1872	2,6398	2,6472	NOT OK
8	T8	3,1889	3,1792	2,6989	2,6892	OK

Lanjutan Tabel 4. 24 Evaluasi Elevasi Saluran Eksisting  
Perumahan Sukolilo *Park Regency*

No	Nama Saluran	Elevasi Eksisting Tanah Asli		Elevasi Eksisting Dasar Saluran		Hasil Evaluasi Elevasi Eksisting
		Hulu	Hilir	Hulu	Hilir	
9	T9	3,1899	3,1806	2,6099	2,6006	OK
10	T10	3,2004	3,2144	2,8504	2,8644	NOT OK
11	T11	3,2014	3,2205	2,7014	2,7205	NOT OK
12	T12	3,2082	3,2304	2,7582	2,7804	NOT OK
13	T13	3,2304	3,2205	2,7104	2,7005	OK
14	T14	3,2166	3,2205	2,7166	2,7205	NOT OK
15	T15	3,2166	3,2149	2,7166	2,7149	OK
16	T16	3,2149	3,099	2,7149	2,599	OK
17	T17	3,13	3,1134	2,77	2,7534	OK
18	T18	3,1256	3,1134	2,7756	2,7634	OK
19	T19	3,1268	3,1104	2,8768	2,8604	OK
20	T20	3,1079	3,093	2,7279	2,713	OK
21	T21	3,1055	3,0929	2,8055	2,7929	OK
22	T22	3,2105	3,2528	3,0305	3,0728	NOT OK
23	T23	3,2528	3,2409	3,0728	3,0609	OK
24	T24	3,2105	3,2404	2,9605	2,9904	NOT OK
25	T25	3,2404	3,2324	2,7704	2,7624	OK
26	T26	3,2376	3,2312	2,8876	2,8812	OK
27	T27	3,2376	3,1892	3,0376	2,9892	OK
28	T28	3,1892	3,1745	2,7592	2,7445	OK
29	T29	3,1763	3,1898	2,8463	2,8598	NOT OK
30	T30	3,2536	3,1981	3,1036	3,0481	OK
31	T31	3,2579	3,2067	2,7079	2,6567	OK
32	T32	3,1981	3,2067	2,6481	2,6567	NOT OK
33	T33	3,2532	3,2073	2,9032	2,8573	OK
34	T34	3,2097	3,2649	2,5597	2,6149	NOT OK
35	S1	3,2649	3,2046	2,3649	2,3046	OK
36	T35	3,1264	3,1021	2,7464	2,7221	OK

Lanjutan Tabel 4. 24 Evaluasi Elevasi Saluran Eksisting  
Perumahan Sukolilo *Park Regency*

No	Nama Saluran	Elevasi Eksisting Tanah Asli		Elevasi Eksisting Dasar Saluran		Hasil Evaluasi Elevasi Eksisting
		Hulu	Hilir	Hulu	Hilir	
37	T36	3,1301	3,1264	2,7601	2,7564	OK
38	T37	3,1559	3,1301	2,7859	2,7601	OK
39	T38	3,16	3,1559	2,68	2,6759	OK
40	T39	3,1872	3,16	2,7072	2,68	OK
41	T40	3,1872	3,1872	2,8072	2,8072	NOT OK
42	T41	3,1792	3,1872	2,7992	2,8072	NOT OK
43	T42	3,1104	3,1792	2,8404	2,9092	NOT OK
44	T43	3,2144	3,1806	2,9444	2,9106	OK
45	T44	3,2205	3,2205	2,7005	2,7005	NOT OK
46	T45	3,2205	3,1232	2,7205	2,6232	OK
47	T46	3,1134	3,1104	2,7634	2,7604	OK
48	T47	3,1104	3,0939	2,7604	2,7439	OK
49	T48	3,0939	3,0929	2,7439	2,7429	OK
50	T49	3,0929	3,0982	2,7429	2,7482	NOT OK
51	T50	3,0982	3,0999	2,7482	2,7499	NOT OK
52	T51	3,1021	3,0982	2,5521	2,5482	OK
53	T52	3,0999	3,1232	2,7499	2,7732	NOT OK
54	T53	3,2409	3,2324	2,7409	2,7324	OK
55	T54	3,2324	3,2312	2,7324	2,7312	OK
56	T55	3,2312	3,1745	2,9312	2,8745	OK
57	T56	3,1745	3,1806	2,8545	2,8606	NOT OK
58	T57	3,1898	3,1947	2,7898	2,7947	NOT OK
59	T58	3,2067	3,2072	2,6567	2,6572	NOT OK
60	T59	3,1232	3,1287	2,1232	2,1287	NOT OK
61	T60	3,1287	3,1806	2,4787	2,5306	NOT OK
62	T61	3,1806	3,1947	2,4806	2,4947	NOT OK
63	T62	3,1947	3,2072	2,4947	2,5072	NOT OK
64	T63	3,2072	3,2073	2,5072	2,5073	NOT OK
65	T64	3,2073	3,2038	2,2073	2,2038	OK
66	S2	3,2038	3,2019	2,3038	2,3019	OK

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

Berdasarkan Tabel 4.24, elevasi saluran eksisting sebagian besar tidak dapat mengalirkan air secara gravitasi dikarenakan terdapat beberapa elevasi hilir saluran lebih besar daripada elevasi hulu saluran. Sehingga diperlukan solusi untuk perbaikan saluran agar dapat mengalirkan air secara gravitasi dengan baik.

### **4.3. Analisis Hidrolika Tahap Perencanaan**

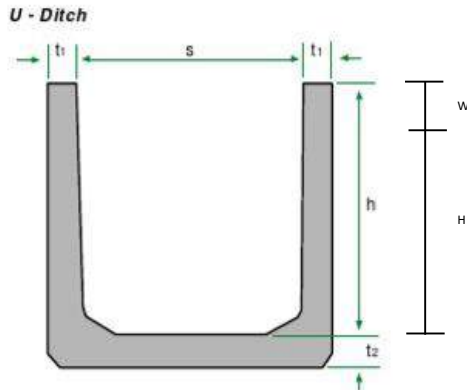
Pada analisis hidrolika tahap perencanaan dilakukan perhitungan perencanaan ulang dimensi saluran dan analisis kolam tampung. Dalam perencanaan ulang saluran baru menggunakan saluran U-ditch secara keseluruhan. Perencanaan ini perlu meninjau kondisi lahan di lokasi studi, khususnya di sekitar saluran eksisting dan elevasi eksisting dasar saluran.

#### **4.3.1. Perencanaan Saluran Baru**

Tahap perencanaan ulang saluran berdasarkan hasil Tabel 4.23 di mana hampir seluruh penampang eksisting tidak mampu menampung debit  $Q_5$  tahun. Untuk menghindari terjadinya banjir pada lokasi studi, diperlukan perencanaan ulang dimensi saluran dengan direncanakan menggunakan U-ditch karena saluran air di perumahan lokasi studi memiliki dimensi yang berbeda-beda sehingga dengan menggunakan U-ditch saluran di perumahan dapat terlihat rapi.

Kelebihan menggunakan U-ditch yaitu U-ditch dibuat dari beton pracetak bertulang mutu mulai  $f_c' 30,33$  MPa (K350) atau mutu lebih tinggi, yang artinya memiliki *life time* lebih tahan lama, proses pekerjaan proyek saluran menjadi lebih cepat sehingga menekan biaya dan dapat meminimalisir gangguan pada masyarakat, pemanfaatannya di lapangan lebih cepat karena pada hari pemasangan, saluran beton *precast* ini sudah dapat dilalui air. Dalam tugas akhir ini menggunakan spesifikasi dan dimensi dari “Pipe & Precast Indonesia” (Lampiran Gambar 7).

Contoh Perhitungan Perencanaan Ulang Dimensi Saluran  
 Perhitungan perencanaan ulang saluran T12 (J23 ; J24)



Gambar 4. 4 Sket Penampang Penampang Saluran U-ditch

Ukuran penampang :

$$b = s = 0,6 \text{ meter}$$

$$H = 0,6 \text{ meter}$$

$$\text{Tinggi jagaan (W)} = 0,2 \text{ meter}$$

$$h \text{ pakai} = 0,6 \text{ meter} + 0,2 \text{ meter} = 0,8 \text{ meter}$$

$$t_1 = 0,07 \text{ meter}$$

$$t_2 = 0,07 \text{ meter}$$

$$\text{Panjang saluran} = 162,37 \text{ meter}$$

- Mencari Nilai  $Q_{\text{hidrolika}}$  U-ditch pada perencanaan ulang saluran T12 (J23 ; J24)

$$\text{Luas penampang (A)} = b \times H$$

$$\text{Luas penampang (A)} = 0,6 \times 0,6 = 0,36 \text{ m}^2$$

$$\text{Keliling basah (P)} = b + (2 \times H)$$

$$\text{Keliling basah (P)} = 0,6 + (2 \times 0,6) = 1,8 \text{ m}$$

$$\text{Jari-jari hidraulik (R)} = \frac{A}{P}$$

$$\text{Jari-jari hidraulik (R)} = \frac{0,36}{1,8} = 0,2 \text{ m}$$

$$\text{Koefisien manning (n)} = 0,015 \text{ (U-ditch)}$$

$$\text{Kemiringan saluran (S)} = 0,0002 \text{ (dari kontur data sekunder)}$$

$$\text{Kecepatan (V)} = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} S^{1/2}$$

$$\text{Kecepatan (V)} = \frac{1}{0,015} \cdot 0,2^{2/3} 0,0002^{1/2} = 0,322 \text{ m/s}$$

$$Q_{\text{hidrolika}} = V \times A$$

$$Q_{\text{hidrolika}} = 0,322 \times 0,35 = 0,116 \text{ m}^3/\text{s}$$

Rekapitulasi perhitungan  $Q_{\text{hidrolika}}$  menggunakan penampang U-ditch selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.25.

Tabel 4. 25 Rekapitulasi Perhitungan  $Q_{\text{hidrolika}}$  Saluran Menggunakan U-ditch

No	Nama Saluran	n Manning	b	H	w	h pakai	P	A	R	Ls	Kemiringan (S)	V	Q <sub>hidrolika</sub> U-ditch
			m	m	m	m	m	m <sup>2</sup>	m	m		(m/s)	(m <sup>3</sup> /s)
1	T1	0,015	0,5	0,5	0,2	0,7	1,5	0,25	0,167	115,87	0,0002	0,286	0,071
2	T2	0,015	0,5	0,5	0,2	0,7	1,5	0,25	0,167	117,85	0,0002	0,285	0,071
3	T3	0,015	0,5	0,3	0,2	0,5	1,1	0,15	0,136	117,55	0,0002	0,249	0,037
4	T4	0,015	0,6	0,4	0,2	0,6	1,4	0,24	0,171	116,92	0,0002	0,290	0,070
5	T5	0,015	0,5	0,3	0,2	0,5	1,1	0,15	0,136	116,08	0,0002	0,249	0,037
6	T6	0,015	0,6	0,4	0,2	0,6	1,4	0,24	0,171	114,17	0,0002	0,290	0,070
7	T7	0,015	0,6	0,4	0,2	0,6	1,4	0,24	0,171	112,06	0,0002	0,290	0,070
8	T8	0,015	0,6	0,4	0,2	0,6	1,4	0,24	0,171	107,5	0,0002	0,290	0,070
9	T9	0,015	0,8	0,6	0,2	0,8	2	0,48	0,240	109,19	0,0002	0,363	0,174
10	T10	0,015	0,8	0,6	0,2	0,8	2	0,48	0,240	96,92	0,0002	0,363	0,174
11	T11	0,015	0,8	0,6	0,2	0,8	2	0,48	0,240	166,16	0,0002	0,363	0,174
12	T12	0,015	0,6	0,6	0,2	0,8	1,8	0,36	0,200	162,37	0,0002	0,322	0,116
13	T13	0,015	0,8	0,6	0,2	0,8	2	0,48	0,240	37,39	0,0005	0,576	0,276
14	T14	0,015	0,8	0,6	0,2	0,8	2	0,48	0,240	22,18	0,0002	0,363	0,174
15	T15	0,015	0,8	0,6	0,2	0,8	2	0,48	0,240	14,00	0,0002	0,363	0,174
16	T16	0,015	0,8	0,6	0,2	0,8	2	0,48	0,240	188,6	0,0005	0,576	0,276
17	T17	0,015	0,5	0,4	0,2	0,6	1,3	0,2	0,154	34,00	0,0005	0,428	0,086
18	T18	0,015	0,8	0,7	0,2	0,9	2,2	0,56	0,255	20,61	0,0002	0,378	0,212
19	T19	0,015	0,5	0,3	0,2	0,5	1,1	0,15	0,136	33,38	0,0005	0,395	0,059
20	T20	0,015	0,5	0,3	0,2	0,5	1,1	0,15	0,136	28,33	0,0005	0,395	0,059
21	T21	0,015	0,4	0,2	0,2	0,4	0,8	0,08	0,100	27,20	0,0005	0,321	0,026
22	T22	0,015	0,5	0,3	0,2	0,5	1,1	0,15	0,136	114,710	0,0005	0,395	0,059

Lanjutan Tabel 4.25 Rekapitulasi Perhitungan  $Q_{\text{hidrolika}}$  Saluran Menggunakan U-ditch

No	Nama Saluran	n Manning	b m	H m	w m	h pakai m	P m	A m <sup>2</sup>	R m	Ls m	Kemiringan (S)	V (m/s)	$Q_{\text{hidrolika}}$ U-ditch (m <sup>3</sup> /s)
23	T23	0,015	0,50	3,0	2,0	0,5	1,1	0,15	0,136	78,72	0,0002	0,249	0,037
24	T24	0,015	0,30	2,0	2,0	0,4	0,7	0,06	0,086	78,85	0,0005	0,290	0,017
25	T25	0,015	0,40	4,0	2,0	0,6	1,2	0,16	0,133	52,66	0,0002	0,245	0,039
26	T26	0,015	0,40	2,0	2,0	0,4	0,8	0,08	0,100	44,570	0,0002	0,203	0,016
27	T27	0,015	0,50	4,0	2,0	0,6	1,3	0,2	0,154	183,010	0,0005	0,428	0,086
28	T28	0,015	0,40	2,0	2,0	0,4	0,8	0,08	0,100	28,760	0,0002	0,203	0,016
29	T29	0,015	0,40	3,0	2,0	0,5	1	0,12	0,120	23,650	0,0002	0,229	0,027
30	T30	0,015	0,50	4,0	2,0	0,6	1,3	0,2	0,154	233,480	0,0005	0,428	0,086
31	T31	0,015	0,80	6,0	2,0	0,8	2	0,48	0,240	235,130	0,0005	0,576	0,276
32	T32	0,015	0,60	5,0	2,0	0,7	1,6	0,3	0,188	17,260	0,0002	0,308	0,092
33	T33	0,015	0,40	3,0	2,0	0,5	1	0,12	0,120	231,010	0,0005	0,363	0,044
34	T34	0,015	0,80	6,0	2,0	0,8	2	0,48	0,240	377,470	0,0002	0,363	0,174
35	S1	0,015	1,01	10,0	2,0	1,2	3	1,00	0,333	248,380	0,0005	0,717	0,717
36	T35	0,015	0,80	6,0	2,0	0,8	2	0,48	0,240	31,460	0,0005	0,576	0,276
37	T36	0,015	0,80	6,0	2,0	0,8	2	0,48	0,240	4,480	0,0005	0,576	0,276
38	T37	0,015	0,80	6,0	2,0	0,8	2	0,48	0,240	34,520	0,0005	0,576	0,276
39	T38	0,015	0,80	6,0	2,0	0,8	2	0,48	0,240	4,480	0,0005	0,576	0,276
40	T39	0,015	0,80	6,0	2,0	0,8	2	0,48	0,240	34,870	0,0005	0,576	0,276
41	T40	0,015	0,80	6,0	2,0	0,8	2	0,48	0,240	5,600	0,0005	0,576	0,276
42	T41	0,015	0,80	6,0	2,0	0,8	2	0,48	0,240	34,200	0,0005	0,576	0,276
43	T42	0,015	0,80	6,0	2,0	0,8	2	0,48	0,240	6,360	0,0005	0,576	0,276
44	T43	0,015	0,80	6,0	2,0	0,8	2	0,48	0,240	37,700	0,0005	0,576	0,276
45	T44	0,015	0,80	6,0	2,0	0,8	2	0,48	0,240	4,950	0,0005	0,576	0,276
46	T45	0,015	0,80	6,0	2,0	0,8	2	0,48	0,240	194,160	0,0005	0,576	0,276
47	T46	0,015	0,80	7,0	2,0	0,9	2,2	0,56	0,255	4,860	0,0002	0,378	0,212
48	T47	0,015	0,80	7,0	2,0	0,9	2,2	0,56	0,255	27,330	0,0002	0,378	0,212
49	T48	0,015	0,80	7,0	2,0	0,9	2,2	0,56	0,255	3,570	0,0002	0,378	0,212
50	T49	0,015	0,80	7,0	2,0	0,9	2,2	0,56	0,255	59,450	0,0002	0,378	0,212
51	T50	0,015	0,80	7,0	2,0	0,9	2,2	0,56	0,255	8,150	0,0002	0,378	0,212
52	T51	0,015	0,80	7,0	2,0	0,9	2,2	0,56	0,255	4,480	0,0005	0,599	0,335
53	T52	0,015	0,80	6,0	2,0	0,8	2	0,48	0,240	35,700	0,0002	0,363	0,174
54	T53	0,015	0,50	5,0	2,0	0,7	1,5	0,25	0,167	36,150	0,0005	0,451	0,113
55	T54	0,015	0,50	5,0	2,0	0,7	1,5	0,25	0,167	9,090	0,0005	0,451	0,113

Lanjutan Tabel 4.25 Rekapitulasi Perhitungan  $Q_{\text{hidrolika}}$  Saluran Menggunakan U-ditch

No	Nama Saluran	n Manning	b m	H m	w m	h pakai m	P m	A m <sup>2</sup>	R m	Ls m	Kemiringan (S)	V (m/s)	$Q_{\text{hidrolika}}$ U-ditch (m <sup>3</sup> /s)
56	T55	0,015	0,5	0,5	0,2	0,7	1,5	0,25	0,167	186,290	0,0005	0,451	0,113
57	T56	0,015	0,5	0,5	0,2	0,7	1,5	0,25	0,167	17,960	0,0005	0,451	0,113
58	T57	0,015	0,5	0,4	0,2	0,6	1,3	0,2	0,154	16,160	0,0005	0,428	0,086
59	T58	0,015	0,8	0,6	0,2	0,8	2	0,48	0,240	4,000	0,0002	0,363	0,174
60	T59	0,015	1,0	0,8	0,2	1,0	2,6	0,8	0,308	14,260	0,0005	0,679	0,544
61	T60	0,015	1,0	1,0	0,2	1,2	3,0	1,0	0,333	75,880	0,0002	0,452	0,452
62	T61	0,015	1,0	1,0	0,2	1,2	3,0	1,0	0,333	24,480	0,0002	0,452	0,452
63	T62	0,015	1,0	1,0	0,2	1,2	3,0	1,0	0,333	22,370	0,0002	0,452	0,452
64	T63	0,015	1,0	1,0	0,2	1,2	3,0	1,0	0,333	6,000	0,0002	0,452	0,452
65	T64	0,015	1,0	1,0	0,2	1,2	3,0	1,0	0,333	18,220	0,0002	0,452	0,452
66	S2	0,015	1,0	1,0	0,2	1,2	3,0	1,0	0,333	2,000	0,0005	0,717	0,717

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

#### 4.3.2. Evaluasi Saluran Baru

Untuk menghindari terjadinya banjir pada lokasi studi, setelah menghitung saluran baru menggunakan U-ditch (Tabel 4.25), dilakukan perbandingan  $Q_{\text{hidrologi}}$  dengan  $Q_{\text{hidrolika}}$  U-ditch.

Hasil perbandingan debit rencana saluran ( $Q_{\text{hidrologi}}$ ) dengan debit saluran baru ( $Q_{\text{hidrolika}}$  U-Ditch) dapat dilihat pada Tabel 4.26.

Tabel 4. 26 Perbandingan Debit Rencana Saluran ( $Q_{\text{hidrologi}}$ ) dengan Debit Saluran Baru ( $Q_{\text{hidrolika}}$  U-Ditch)

No	Titik		Nama Saluran	Jenis Saluran	$Q_{\text{hidrologi}}$ m <sup>3</sup> /s	$Q_{\text{hidrolika}}$ U-ditch m <sup>3</sup> /s	Kondisi Saluran
1	J1	J2	T1	Tersier	0,0680	0,071	aman
2	J3	J4	T2	Tersier	0,0684	0,071	aman
3	J5	J6	T3	Tersier	0,0351	0,037	aman
4	J7	J8	T4	Tersier	0,0364	0,070	aman
5	J9	J10	T5	Tersier	0,0365	0,037	aman
6	J11	J12	T6	Tersier	0,0369	0,070	aman
7	J13	J14	T7	Tersier	0,0358	0,070	aman
8	J15	J16	T8	Tersier	0,0338	0,070	aman



Lanjutan Tabel 4.26 Perbandingan Debit Rencana Saluran  
( $Q_{\text{hidrologi}}$ ) dengan Debit Saluran Baru ( $Q_{\text{hidrolika U-Ditch}}$ )

No	Titik		Nama Saluran	Jenis Saluran	$Q_{\text{hidrologi}}$	$Q_{\text{hidrolika U-ditch}}$	Kondisi Saluran
					$\text{m}^3/\text{s}$	$\text{m}^3/\text{s}$	
9	J17	J18	T9	Tersier	0,0820	0,174	aman
10	J19	J20	T10	Tersier	0,0803	0,174	aman
11	J21	J22	T11	Tersier	0,0927	0,174	aman
12	J23	J24	T12	Tersier	0,1006	0,116	aman
13	J24	J22	T13	Tersier	0,0942	0,276	aman
14	J25	J26	T14	Tersier	0,0048	0,174	aman
15	J27	J28	T15	Tersier	0,0037	0,174	aman
16	J28	J29	T16	Tersier	0,1317	0,276	aman
17	J32	J33	T17	Tersier	0,0493	0,086	aman
18	J40	J33	T18	Tersier	0,0033	0,212	aman
19	J34	J35	T19	Tersier	0,0385	0,059	aman
20	J36	J37	T20	Tersier	0,0409	0,059	aman
21	J38	J39	T21	Tersier	0,0202	0,026	aman
22	J47	J48	T22	Tersier	0,0352	0,059	aman
23	J48	J51	T23	Tersier	0,0298	0,037	aman
24	J49	J50	T24	Tersier	0,0116	0,017	aman
25	J50	J52	T25	Tersier	0,0291	0,039	aman
26	J53	J54	T26	Tersier	0,0058	0,016	aman
27	J55	J56	T27	Tersier	0,0769	0,086	aman
28	J58	J57	T28	Tersier	0,0040	0,016	aman
29	J59	J56	T29	Tersier	0,0180	0,027	aman
30	J60	J61	T30	Tersier	0,0738	0,086	aman
31	J62	J63	T31	Tersier	0,1323	0,276	aman
32	J61	J63	T32	Tersier	0,0711	0,092	aman
33	J64	J45	T33	Tersier	0,0401	0,044	aman
34	J65	J66	T34	Tersier	0,0276	0,174	aman
35	J66	45	S1	Sekunder	0,3600	0,717	aman
36	J4	J2	T35	Tersier	0,2517	0,276	aman
37	J6	J4	T36	Tersier	0,2284	0,276	aman

Lanjutan Tabel 4.26 Perbandingan Debit Rencana Saluran  
( $Q_{\text{hidrologi}}$ ) dengan Debit Saluran Baru ( $Q_{\text{hidrolika U-Ditch}}$ )

No	Titik		Nama Saluran	Jenis Saluran	$Q_{\text{hidrologi}}$	$Q_{\text{hidrolika U-ditch}}$	Kondisi Saluran
					$\text{m}^3/\text{s}$	$\text{m}^3/\text{s}$	
38	J8	J6	T37	Tersier	0,1975	0,276	aman
39	J10	J8	T38	Tersier	0,1700	0,276	aman
40	J12	J10	T39	Tersier	0,1365	0,276	aman
41	J14	J12	T40	Tersier	0,1054	0,276	aman
42	J16	J14	T41	Tersier	0,0717	0,276	aman
43	J18	J16	T42	Tersier	0,0700	0,276	aman
44	J20	J18	T43	Tersier	0,0038	0,276	aman
45	J22	J26	T44	Tersier	0,1713	0,276	aman
46	J26	J30	T45	Tersier	0,1778	0,276	aman
47	J33	J35	T46	Tersier	0,0483	0,212	aman
48	J35	J37	T47	Tersier	0,0608	0,212	aman
49	J37	J39	T48	Tersier	0,1364	0,212	aman
50	J39	J41	T49	Tersier	0,0536	0,212	aman
51	J41	J29	T50	Tersier	0,0422	0,212	aman
52	J2	J41	T51	Tersier	0,2804	0,335	aman
53	J29	J30	T52	Tersier	0,0406	0,174	aman
54	J51	J52	T53	Tersier	0,0605	0,113	aman
55	J52	J54	T54	Tersier	0,0889	0,113	aman
56	J54	J57	T55	Tersier	0,1086	0,113	aman
57	J57	J42	T56	Tersier	0,1072	0,113	aman
58	J56	J43	T57	Tersier	0,0811	0,086	aman
59	J63	J44	T58	Tersier	0,1681	0,174	aman
60	J30	J31	T59	Tersier	0,1771	0,544	aman
61	J31	J42	T60	Tersier	0,1672	0,452	aman
62	J42	J43	T61	Tersier	0,2588	0,452	aman
63	J43	J44	T62	Tersier	0,2545	0,452	aman
64	J44	J45	T63	Tersier	0,3552	0,452	aman
65	J45	J46	T64	Tersier	0,3760	0,452	aman
66	J46	J47	S2	Sekunder	0,6883	0,717	aman

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

#### 4.3.3. Elevasi Rencana Saluran Baru

Perencanaan elevasi rencana saluran baru diperoleh dari perhitungan elevasi dasar saluran eksisting yang kemudian diurut dari *outlet* bagian hilir saluran menuju hulu saluran.

Didapatkan dari data kontur peta rata-rata kemiringan saluran (S) arah barat-timur sebesar 0,0002 dan untuk arah utara-selatan sebesar 0,0005.

##### Contoh Perhitungan Elevasi Rencana Saluran Outlet S2 (J46;J48)

Diketahui :

Elevasi tanah asli hilir eksisting	= +3,2019
Tinggi saluran eksisting	= 0,9 meter
Elevasi dasar saluran hilir eksisting	= 3,2019 – 0,9
	= + 2,3019
Tinggi U-ditch	= 1,2 meter

- Mencari elevasi hilir dasar saluran rencana :

Elevasi hilir dasar saluran rencana	=
Elevasi hilir tanah asli – tinggi saluran (U ditch) rencana	
Elevasi hilir dasar saluran rencana	= 3,2019 – 1,2
Elevasi hilir dasar saluran rencana	= + 2,002

- Mencari elevasi hulu dasar saluran rencana :

Diketahui :

Kemiringan saluran (S)	= 0,0005
Elevasi hilir dasar saluran rencana	= +2,002
Panjang saluran	= 2 m
Elevasi hulu dasar saluran rencana =	
Elevasi hilir dasar saluran rencana + (S x Lsaluran)	
Elevasi hulu dasar saluran rencana =	2,002 + (0,0005 x 2)
Elevasi hulu dasar saluran rencana =	+2,003

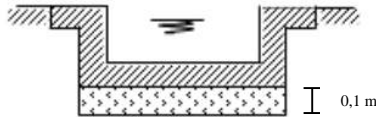
Kemudian membandingkan kondisi elevasi dasar saluran eksisting dengan dasar saluran rencana,

Elevasi hilir dasar saluran eksisting	= + 2,3019
Elevasi hilir dasar saluran rencana	= + 2,002

Hasil dari perhitungan, elevasi eksisting > elevasi rencana, sehingga harus digali.

Untuk beton bertulang pada bagian dasar diberi lapisan pasir 10 cm, di mana 10 cm = 0,1 meter

(Sumber : Sofia, 2006)



Gambar 4. 5 Potongan Melintang U-ditch

- Mencari besar galian yang diperlukan:

Galian = (Elevasi hilir dasar saluran eksisting – elevasi hilir dasar saluran) + tebal dasar U ditch ( $t_2$ ) + lapisan pasir (0,1 m)

$$\begin{aligned} \text{Galian} &= 2,3019 - 2,002 + 0,085 + 0,1 \\ &= 0,485 \text{ m} \end{aligned}$$

- Mencari elevasi rencana dasar galian :

Elevasi dasar galian = Elevasi hilir dasar saluran rencana – tebal dasar U-ditch ( $t_2$ ) – lapisan pasir (0,1 m)

$$\text{Elevasi rencana dasar galian} = 2,002 - 0,085 - 0,1$$

$$\text{Elevasi rencana dasar galian} = 1,817$$

- Mencari elevasi tanah asli rencana saluran :

Elevasi hilir tanah asli rencana =

Elevasi hilir dasar saluran rencana + tinggi saluran U-ditch

$$\text{Elevasi hilir tanah asli rencana} = 2,002 + 1,2$$

$$\text{Elevasi hilir tanah asli rencana} = 3,202$$

- Mencari elevasi hilir muka air saluran baru

Elevasi hilir muka air saluran baru =

elevasi hilir dasar saluran baru + tingi muka air

$$\text{Elevasi hilir muka air saluran baru} = 2,002 + 1$$

$$\text{Elevasi hilir muka air saluran baru} = 3,002$$

Tabel elevasi rencana saluran baru dapat dilihat selengkapnya pada Tabel 4. 27.

Tabel 4. 27 Elevasi Rencana Saluran Baru *Sukolilo Park Regency*

No	Nama Saluran	Elevasi Rencana Tanah Asli		h saluran	Elevasi Rencana Dasar Saluran		Elevasi Dasar Galian		Tinggi Galian
		Hulu	Hilir		Hulu	Hilir	Hulu	Hilir	
1	T1	3,172	3,149	0,7	2,472	2,449	2,302	2,279	0,293
2	T2	3,288	3,264	0,7	2,588	2,564	2,418	2,394	0,232
3	T3	3,390	3,367	0,5	2,890	2,867	2,720	2,697	0,096
4	T4	3,407	3,384	0,6	2,807	2,784	2,637	2,614	0,052
5	T5	3,409	3,386	0,5	2,909	2,886	2,739	2,716	0,066
6	T6	3,426	3,404	0,6	2,826	2,804	2,656	2,634	0,074
7	T7	3,429	3,406	0,6	2,829	2,806	2,659	2,636	0,011
8	T8	3,445	3,423	0,6	2,845	2,823	2,675	2,653	0,036
9	T9	3,448	3,427	0,8	2,648	2,627	2,448	2,427	0,174
10	T10	3,465	3,445	0,8	2,665	2,645	2,465	2,445	0,419
11	T11	3,372	3,339	0,8	2,572	2,539	2,372	2,339	0,382
12	T12	3,390	3,358	0,8	2,590	2,558	2,420	2,388	0,393
13	T13	3,358	3,339	0,8	2,558	2,539	2,358	2,339	0,362
14	T14	3,341	3,336	0,8	2,541	2,536	2,341	2,336	0,384
15	T15	3,343	3,341	0,8	2,543	2,541	2,343	2,341	0,374
16	T16	3,341	3,246	0,8	2,541	2,446	2,341	2,246	0,353
17	T17	3,284	3,267	0,6	2,684	2,667	2,514	2,497	0,256
18	T18	3,271	3,267	0,9	2,371	2,367	2,171	2,167	0,596
19	T19	3,283	3,266	0,5	2,783	2,766	2,613	2,596	0,264
20	T20	3,275	3,261	0,5	2,775	2,761	2,605	2,591	0,122
21	T21	3,273	3,260	0,4	2,873	2,860	2,713	2,700	0,093
22	T22	3,415	3,357	0,5	2,915	2,857	2,745	2,687	0,385
23	T23	3,357	3,342	0,5	2,857	2,842	2,687	2,672	0,389
24	T24	3,374	3,334	0,4	2,974	2,934	2,814	2,774	0,216
25	T25	3,334	3,324	0,6	2,734	2,724	2,574	2,564	0,199
26	T26	3,328	3,319	0,4	2,928	2,919	2,768	2,759	0,122

Lanjutan Tabel 4. 27 Elevasi Rencana Saluran Baru *Sukolilo Park Regency*

No	Nama Saluran	Elevasi Rencana Tanah Asli		h saluran	Elevasi Rencana Dasar Saluran		Elevasi Dasar Galian		Tinggi Galian
		Hulu	Hilir		Hulu	Hilir	Hulu	Hilir	
27	T27	3,312	3,220	0,6	2,712	2,620	2,542	2,450	0,539
28	T28	3,232	3,226	0,4	2,832	2,826	2,672	2,666	0,078
29	T29	3,225	3,220	0,5	2,725	2,720	2,565	2,560	0,300
30	T30	3,329	3,212	0,6	2,729	2,612	2,559	2,442	0,606
31	T31	3,326	3,209	0,8	2,526	2,409	2,326	2,209	0,448
32	T32	3,212	3,209	0,7	2,512	2,509	2,342	2,339	0,318
33	T33	3,322	3,207	0,5	2,822	2,707	2,662	2,547	0,311
34	T34	3,402	3,327	0,8	2,602	2,527	2,402	2,327	0,288
35	S1	3,327	3,203	1,2	2,127	2,003	1,942	1,818	0,487
36	T35	3,264	3,249	0,8	2,464	2,449	2,264	2,249	0,473
37	T36	3,367	3,364	0,8	2,567	2,564	2,367	2,364	0,392
38	T37	3,384	3,367	0,8	2,584	2,567	2,384	2,367	0,394
39	T38	3,386	3,384	0,8	2,586	2,584	2,386	2,384	0,292
40	T39	3,404	3,386	0,8	2,604	2,586	2,404	2,386	0,294
41	T40	3,406	3,404	0,8	2,606	2,604	2,406	2,404	0,404
42	T41	3,423	3,406	0,8	2,623	2,606	2,423	2,406	0,401
43	T42	3,427	3,423	0,8	2,627	2,623	2,427	2,423	0,486
44	T43	3,445	3,427	0,8	2,645	2,627	2,445	2,427	0,484
45	T44	3,339	3,336	0,8	2,539	2,536	2,339	2,336	0,364
46	T45	3,336	3,239	0,8	2,536	2,439	2,336	2,239	0,384
47	T46	3,267	3,266	0,9	2,367	2,366	2,167	2,166	0,594
48	T47	3,266	3,261	0,9	2,366	2,361	2,166	2,161	0,583
49	T48	3,261	3,260	0,9	2,361	2,360	2,161	2,160	0,583
50	T49	3,260	3,248	0,9	2,360	2,348	2,160	2,148	0,600
51	T50	3,248	3,246	0,9	2,348	2,346	2,148	2,146	0,604
52	T51	3,149	3,146	0,9	2,349	2,346	2,149	2,146	0,402
53	T52	3,246	3,239	0,8	2,346	2,339	2,146	2,139	0,634
54	T53	3,342	3,324	0,7	2,642	2,624	2,472	2,454	0,279
55	T54	3,324	3,319	0,7	2,624	2,619	2,454	2,449	0,282

Lanjutan Tabel 4. 27 Elevasi Rencana Saluran Baru *Sukolilo Park Regency*

No	Nama Saluran	Elevasi Rencana Tanah Asli		h saluran m	Elevasi Rencana Dasar Saluran		Elevasi Dasar Galian		Tinggi Galian m
		Hulu	Hilir		Hulu	Hilir	Hulu	Hilir	
56	T55	3,319	3,226	0,7	2,619	2,526	2,356	2,347	0,518
57	T56	3,226	3,217	0,7	2,526	2,517	2,450	2,442	0,514
58	T57	3,220	3,212	0,6	2,620	2,612	2,209	2,208	0,353
59	T58	3,209	3,208	0,8	2,409	2,408	2,054	2,047	0,449
60	T59	3,239	3,232	1,0	2,239	2,232	1,847	1,832	0,082
61	T60	3,232	3,217	1,2	2,032	2,017	1,832	1,827	0,699
62	T61	3,217	3,212	1,2	2,017	2,012	1,827	1,823	0,668
63	T62	3,212	3,208	1,2	2,012	2,008	1,823	1,822	0,684
64	T63	3,208	3,207	1,2	2,008	2,007	1,822	1,818	0,686
65	T64	3,207	3,203	1,2	2,007	2,003	1,818	1,817	0,386
66	S2	3,203	3,202	1,2	2,003	2,002	2,356	2,347	0,485

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

Dalam perencanaan saluran baru diperlukan juga adanya kontrol terhadap elevasi rencana. Kontrol ini dilakukan guna mengetahui kondisi aliran air saluran baru apakah dapat mengalir secara gravitasi, di mana elevasi hulu saluran baru lebih besar dibandingkan dengan elevasi hilir saluran baru.

Hasil evaluasi atau kontrol elevasi rencana saluran baru lokasi studi selengkapnya pada Tabel 4. 28.

Tabel 4. 28 Evaluasi Elevasi Saluran Baru Perumahan Sukolilo  
*Park Regency*

No	Nama Saluran	Elevasi Rencana Tanah Asli		Elevasi Rencana Dasar Saluran		Hasil Evaluasi Elevasi Rencana
		Hulu	Hilir	Hulu	Hilir	
1	T1	3,172	3,149	2,472	2,449	OK
2	T2	3,288	3,264	2,588	2,564	OK
3	T3	3,390	3,367	2,890	2,867	OK
4	T4	3,407	3,384	2,807	2,784	OK
5	T5	3,409	3,386	2,909	2,886	OK
6	T6	3,426	3,404	2,826	2,804	OK

Lanjutan Tabel 4. 28 Evaluasi Elevasi Saluran Baru Perumahan Sukolilo *Park Regency*

No	Nama Saluran	Elevasi Rencana Tanah Asli		Elevasi Rencana Dasar Saluran		Hasil Evaluasi Elevasi Rencana
		Hulu	Hilir	Hulu	Hilir	
7	T7	3,429	3,406	2,829	2,806	OK
8	T8	3,445	3,423	2,845	2,823	OK
9	T9	3,448	3,427	2,648	2,627	OK
10	T10	3,465	3,445	2,665	2,645	OK
11	T11	3,372	3,339	2,572	2,539	OK
12	T12	3,390	3,358	2,590	2,558	OK
13	T13	3,358	3,339	2,558	2,539	OK
14	T14	3,341	3,336	2,541	2,536	OK
15	T15	3,343	3,341	2,543	2,541	OK
16	T16	3,341	3,246	2,541	2,446	OK
17	T17	3,284	3,267	2,684	2,667	OK
18	T18	3,271	3,267	2,371	2,367	OK
19	T19	3,283	3,266	2,783	2,766	OK
20	T20	3,275	3,261	2,775	2,761	OK
21	T21	3,273	3,260	2,873	2,860	OK
22	T22	3,415	3,357	2,915	2,857	OK
23	T23	3,357	3,342	2,857	2,842	OK
24	T24	3,374	3,334	2,974	2,934	OK
25	T25	3,334	3,324	2,734	2,724	OK
26	T26	3,328	3,319	2,928	2,919	OK
27	T27	3,312	3,220	2,712	2,620	OK
28	T28	3,232	3,226	2,832	2,826	OK
29	T29	3,225	3,220	2,725	2,720	OK
30	T30	3,329	3,212	2,729	2,612	OK
31	T31	3,326	3,209	2,526	2,409	OK
32	T32	3,212	3,209	2,512	2,509	OK
33	T33	3,322	3,207	2,822	2,707	OK
34	T34	3,402	3,327	2,602	2,527	OK
35	S1	3,327	3,203	2,127	2,003	OK



Lanjutan Tabel 4. 28 Evaluasi Elevasi Saluran Baru Perumahan Sukolilo *Park Regency*

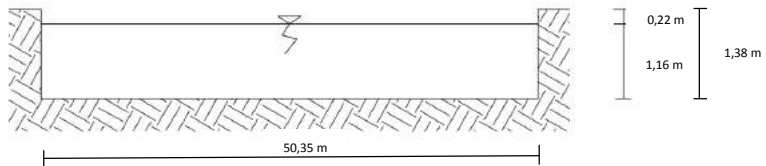
No	Nama Saluran	Elevasi Rencana Tanah Asli		Elevasi Rencana Dasar Saluran		Hasil Evaluasi Elevasi Rencana
		Hulu	Hilir	Hulu	Hilir	
36	T35	3,264	3,249	2,464	2,449	OK
37	T36	3,367	3,364	2,567	2,564	OK
38	T37	3,384	3,367	2,584	2,567	OK
39	T38	3,386	3,384	2,586	2,584	OK
40	T39	3,404	3,386	2,604	2,586	OK
41	T40	3,406	3,404	2,606	2,604	OK
42	T41	3,423	3,406	2,623	2,606	OK
43	T42	3,427	3,423	2,627	2,623	OK
44	T43	3,445	3,427	2,645	2,627	OK
45	T44	3,339	3,336	2,539	2,536	OK
46	T45	3,336	3,239	2,536	2,439	OK
47	T46	3,267	3,266	2,367	2,366	OK
48	T47	3,266	3,261	2,366	2,361	OK
49	T48	3,261	3,260	2,361	2,360	OK
50	T49	3,260	3,248	2,360	2,348	OK
51	T50	3,248	3,246	2,348	2,346	OK
52	T51	3,149	3,146	2,349	2,346	OK
53	T52	3,246	3,239	2,346	2,339	OK
54	T53	3,342	3,324	2,642	2,624	OK
55	T54	3,324	3,319	2,624	2,619	OK
56	T55	3,319	3,226	2,619	2,526	OK
57	T56	3,226	3,217	2,526	2,517	OK
58	T57	3,220	3,212	2,620	2,612	OK
59	T58	3,209	3,208	2,409	2,408	OK
60	T59	3,239	3,232	2,239	2,232	OK
61	T60	3,232	3,217	2,032	2,017	OK
62	T61	3,217	3,212	2,017	2,012	OK
63	T62	3,212	3,208	2,012	2,008	OK
64	T63	3,208	3,207	2,008	2,007	OK
65	T64	3,207	3,203	2,007	2,003	OK
66	S2	3,203	3,202	2,003	2,002	OK

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

Berdasarkan Tabel 4.28, seluruh elevasi rencana saluran baru dapat dialirkan secara gravitasi

#### 4.3.4. Analisis Kolam Tampung

Kolam tampung direncanakan untuk menampung sementara air limpasan dari saluran bagian timur Perumahan Sukolilo *Park Regency*, sebelum dialirkan keluar menuju saluran selanjutnya yaitu saluran T60 (bagian utara). Kondisi kolam tampung di Perumahan Sukolilo *Park Regency* sudah terisi air (*dead storage*) setinggi 1,16 meter (perhitungan di lapangan) dari tinggi total yaitu 1,38 meter (perhitungan di lapangan) dengan panjang 175,5 meter. Sket potongan melintang kolam tampung dapat dilihat pada Gambar 4.6



Gambar 4. 6 Sket Potongan Melintang Kolam Tampung

Perhitungan awal kolam tampung adalah menghitung curah hujan jam jaman untuk mendapatkan hidrograf satuan karena tinggi hujan tiap jam berbeda-beda kemudian untuk menghitung debit banjir curah hujan jam jaman menggunakan metode Rasional. Lamanya hujan terpusat di Indonesia sendiri tidak lebih dari 7 jam. Hal ini didasari dari Laporan Akhir Departemen Pekerjaan Umum. Karena lamanya hujan terpusat di Indonesia yang tidak lebih dari 7 jam, maka direncanakan durasi optimum hujan rencana di wilayah Kota Surabaya sebesar 4 jam. (Pitaloka, 2017).

#### Contoh Perhitungan Hujan Rata-Rata ( $R_t$ ) dan Tinggi Hujan ( $R_t'$ )

- Pada jam ke-1, periode ulang hujan (PUH) 5 tahun :
  - $T = 4$  jam
  - $t = 1$  jam
  - $R_{24} = 127,981$  mm

$$\begin{aligned}
 - R_t &= \frac{R_{24}}{T} \times \left(\frac{T}{t}\right)^{\frac{2}{3}} \\
 &= \frac{127,981}{4} \times \left(\frac{4}{1}\right)^{\frac{2}{3}} \\
 &= 80,623 \text{ mm} \\
 - R_t' &= t \cdot R_t - (t - 1) \cdot (R(t - 1)) \\
 &= (1 \times 80,623) - ((1 - 1) \times R(1 - 1)) \\
 &= (1 \times 80,623) - ((1 - 1) \times 0) \\
 &= 80,623 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan tinggi hujan pada jam ke-t selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4. 29.

Tabel 4. 29 Tinggi Hujan pada Jam ke-t

<b>Rt</b>	<b>PUH 5 Tahun</b>	<b>Rt'</b>	<b>PUH 5 Tahun</b>
<b>Jam</b>	<b>mm</b>	<b>Jam</b>	<b>mm</b>
1	80,623	1	80,62302
2	50,789	2	20,95562
3	38,760	3	14,69988
4	31,995	4	11,70255

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

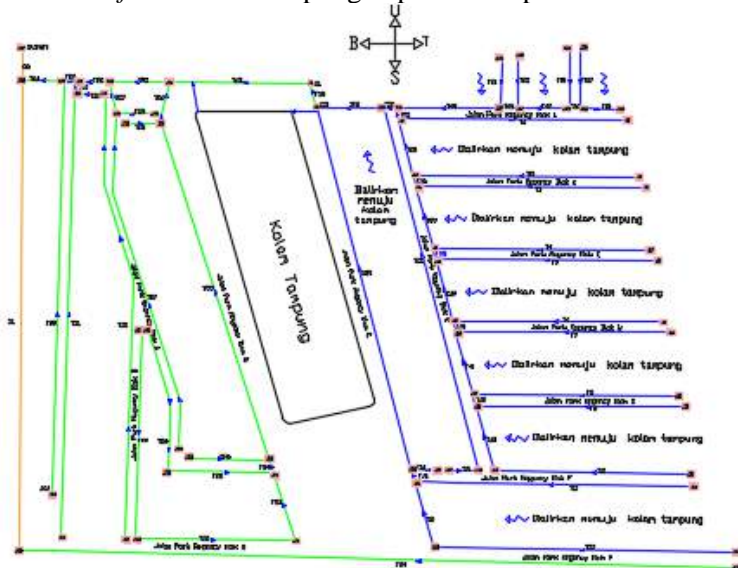
Kemudian dilakukan perhitungan debit *inflow* yang masuk ke kolam tampung menggunakan metode Rasional. Pada Gambar 4.7 direncanakan saluran bagian timur Perumahan Sukolilo *Park Regency* dialirkan menuju kolam tampung.

Untuk data dimensi kolam tampung sebagai berikut :

Lebar (b) = 50,35 meter (dari google earth)  
 Panjang (L) = 175,5 meter (dari google earth)  
 Hair = 1,16 meter (pengukuran di lapangan)  
 W = 0,22 meter (pengukuran di lapangan)

Untuk saluran *inlet* dan *outlet* kolam tampung direncanakan menggunakan tutup U-ditch dari “Pipe & Precast Indonesia” (Lampiran Gambar 7) yaitu *light duty cover* U-ditch CLU 100 dengan lebar 1170 mm, panjang 1200, dan ketebalan 110 mm.

Sket *inflow* kolam tampung dapat dilihat pada Gambar 4.7



Gambar 4. 7 Sket *Inflow* Kolam Tampung  
Perhitungan debit *inflow* menggunakan metode Rasional sebagai berikut.

#### Contoh Perhitungan Debit *Inflow* (Q)

Pada Jam Ke-1

Diketahui :

Untuk mengalirkan air dari bagian timur perumahan direncanakan saluran penghubung menuju kolam tampung

$$\begin{aligned}\text{Luas bagian timur (A)} &= 13985,038 \text{ m}^2 \\ &= 0,0139 \text{ km}^2\end{aligned}$$

$$\text{Cgabungan} = 0,775$$

$$R't = 80,623 \text{ (PUH 5 tahun)}$$

$$\text{Waktu konsentrasi (t}_c\text{)} = 40,096 \text{ menit} = 0,668 \text{ jam}$$

$$\text{Intensitas hujan (I)} = \frac{R't}{1} \left( \frac{1}{t} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$\begin{aligned}\text{Intensitas hujan (I)} &= \frac{80,623}{1} \left( \frac{1}{0,668} \right)^{2/3} \\ &= 105,477 \text{ mm/jam}\end{aligned}$$

$$Q = \frac{1}{3,6} \cdot C \cdot I \cdot A$$

$$Q = \frac{1}{3,6} \cdot 0,775 \cdot 105,477 \cdot 0,0139 = 0,3279 \text{ m}^3/\text{s}$$

Perhitungan debit yang masuk ke dalam kolam tampung dapat dilihat pada Tabel 4.30.

Tabel 4. 30 Perhitungan Debit Inflow Kolam Tampung

<b>t (menit)</b>	<b>Q Inflow Kolam Tampung (m<sup>3</sup>/s)</b>
0	0,0000
10	0,0818
20	0,1636
30	0,2453
40	0,3271
40,096	0,3279
50	0,3279
60	0,3279
70	0,2674
80	0,2069
90	0,1463
100	0,0858
100,096	0,0852
110	0,0852
120	0,0852
130	0,0646
140	0,0630
150	0,0614
160	0,0598
160,096	0,0598
170	0,0598
180	0,0598
190	0,0567
200	0,0537
210	0,0507
220	0,0476

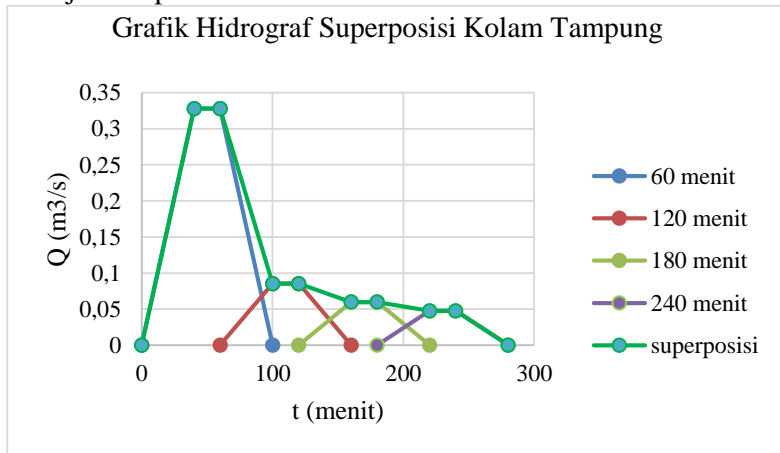
Lanjutan Tabel 4. 30 Perhitungan Debit *Inflow* Kolam Tampung

t (menit)	Q <i>Inflow</i> Kolam Tampung (m <sup>3</sup> /s)
220,096	0,0476
230	0,0476
240	0,0476
250	0,0357
260	0,0318
270	0,0239
280	0,0005
280,096	0,0000

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

Selanjutnya dibuat grafik hidrograf satuan dengan penambahan superposisi. Gambar 4.8 menunjukkan pada menit ke-60 memiliki Q (debit) terbesar karena dipengaruhi tinggi hujan yang tinggi. Setelah hujan jam pertama selesai, dapat dilihat pada grafik menit ke-120 datang dengan tinggi hujan yang lebih kecil.

Gambar grafik hidrograf superposisi kolam tampung ditunjukkan pada Gambar 4.8



Gambar 4. 8 Grafik Hidrograf Superposisi Kolam Tampung

Untuk menghitung volume kolam tampung diperoleh dari perhitungan luas bidang datar pada grafik hidrograf superposisi.

Contoh perhitungan volume pada menit ke-0 hingga menit ke -40,096

Volume (0' - 40,096') = luas bidang (segitiga)

Volume (0' - 40,096') =  $0,5 \times (0,3279 + 0,3271) \times (40,096 - 0) \times 60$

Volume (0' - 40,096') =  $1,882 \text{ m}^3$

Contoh perhitungan volume pada menit ke-40,096 hingga menit ke-60

Volume (40,096' - 60') = luas bidang (persegi panjang)

Volume (40,096' - 60') =  $(60 - 40,096) \times 0,3279 \times 60$

Volume (40,096' - 60') =  $196,745 \text{ m}^3$

Contoh perhitungan volume pada menit ke-60 hingga menit ke-100,096

Volume (60' - 100,096) = luas bidang (trapesium)

Volume (60' - 100,096) =

$0,5 \times (0,0852 + 0,0858) \times (100,096 - 60) \times 60 = 0,491 \text{ m}^3$

Untuk perhitungan volume *inflow* kolam tampung selengkapnyanya pada Tabel 4.31 berikut

Tabel 4. 31 Perhitungan Volume *Inflow* Kolam Tampung

t (menit)	Q <i>inflow</i> (m <sup>3</sup> /s)	V <i>inflow</i> (m <sup>3</sup> )	V <i>inflow</i> kumulatif (m <sup>3</sup> )
0	0,0000	0,000	0
10	0,0818	24,534	24,53
20	0,1636	73,603	98,14
30	0,2453	122,672	220,81
40	0,3271	171,740	392,55
40,096	0,3279	1,882	394,43
50	0,3279	194,860	589,29
60	0,3279	196,745	786,04
70	0,2674	178,587	964,62
80	0,2069	142,273	1106,90
90	0,1463	105,958	1212,86
100	0,0858	69,643	1282,50

Lanjutan Tabel 4. 31 Perhitungan Volume *Inflow* Kolam Tampung

<b>t (menit)</b>	<b>Q <i>inflow</i> (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>V <i>inflow</i> (m<sup>3</sup>)</b>	<b>V <i>inflow</i> kumulatif (m<sup>3</sup>)</b>
100,096	0,0852	0,491	1282,99
110	0,0852	50,648	1333,64
120	0,0852	51,138	1384,78
130	0,0646	44,941	1429,72
140	0,0630	38,266	1467,98
150	0,0614	37,312	1505,30
160	0,0598	36,358	1541,65
160,096	0,0598	0,344	1542,00
170	0,0598	35,529	1577,53
180	0,0598	35,872	1613,40
190	0,0567	34,960	1648,36
200	0,0537	33,136	1681,49
210	0,0507	31,312	1712,81
220	0,0476	29,487	1742,29
220,096	0,0476	0,274	1742,57
230	0,0476	28,284	1770,85
240	0,0476	28,558	1799,41
250	0,0357	24,997	1824,41
260	0,0318	20,252	1844,66
270	0,0239	16,708	1861,37
280	0,0005	7,309	1868,67
280,096	0,0000	19,160	1887,84

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

Kondisi kolam tampung yang tersedia di lokasi studi terdapat *dead storage* dengan volume sebesar 10250,253 m<sup>3</sup>. Kemudian di coba melakukan perhitungan tanpa menggunakan pompa seperti ditunjukkan pada Tabel 4.32



Tabel 4. 32 Perhitungan Volume Kolam Tampung Tanpa Pompa

t (menit)	Inflow			Pompa			Kolam		Keterangan
	Q inflow (m <sup>3</sup> /s)	V inflow (m <sup>3</sup> )	V inflow Kum (m <sup>3</sup> )	Q out pompa (m <sup>3</sup> /s)	V out pompa (m <sup>3</sup> )	V out pompa Kum (m <sup>3</sup> )	Tampungan Akhir (m <sup>3</sup> )	Tinggi Air (m)	
0	0,0000	0,000	0,000	0	0	0	10250,253	1,38	overflow
10	0,0818	24,534	24,534	0	0	0	10274,787	2,5428	overflow
20	0,1636	73,603	98,137	0	0	0	10348,390	2,5511	overflow
30	0,2453	122,672	220,809	0	0	0	10471,062	2,5650	overflow
40	0,3271	171,740	392,550	0	0	0	10642,803	2,5844	overflow
40,096	0,3279	1,882	394,432	0	0	0	10644,685	2,5846	overflow
50	0,3279	194,860	589,292	0	0	0	10839,545	2,6067	overflow
60	0,3279	196,745	786,037	0	0	0	11036,290	2,6290	overflow
70	0,2674	178,587	964,625	0	0	0	11214,878	2,6492	overflow
80	0,2069	142,273	1106,897	0	0	0	11357,150	2,6653	overflow
90	0,1463	105,958	1212,855	0	0	0	11463,108	2,6773	overflow
100	0,0858	69,643	1282,499	0	0	0	11532,752	2,6851	overflow
100,096	0,0852	0,491	1282,990	0	0	0	11533,243	2,6852	overflow
110	0,0852	50,648	1333,638	0	0	0	11583,891	2,6909	overflow
120	0,0852	51,138	1384,776	0	0	0	11635,029	2,6967	overflow
130	0,0646	44,941	1429,717	0	0	0	11679,970	2,7018	overflow
140	0,0630	38,266	1467,984	0	0	0	11718,237	2,7061	overflow
150	0,0614	37,312	1505,296	0	0	0	11755,549	2,7104	overflow
160	0,0598	36,358	1541,655	0	0	0	11791,908	2,7145	overflow
160,096	0,0598	0,344	1541,998	0	0	0	11792,251	2,7145	overflow
170	0,0598	35,529	1577,527	0	0	0	11827,780	2,7185	overflow
180	0,0598	35,872	1613,399	0	0	0	11863,652	2,7226	overflow
190	0,0567	34,960	1648,359	0	0	0	11898,612	2,7265	overflow
200	0,0537	33,136	1681,495	0	0	0	11931,748	2,7303	overflow
210	0,0507	31,312	1712,806	0	0	0	11963,059	2,7338	overflow
220	0,0476	29,487	1742,294	0	0	0	11992,547	2,7372	overflow
220,096	0,0476	0,274	1742,567	0	0	0	11992,820	2,7372	overflow
230	0,0476	28,284	1770,852	0	0	0	12021,105	2,7404	overflow
240	0,0476	28,558	1799,409	0	0	0	12049,662	2,7436	overflow
250	0,0357	24,997	1824,406	0	0	0	12074,659	2,7465	overflow
260	0,0318	20,252	1844,658	0	0	0	12094,911	2,7488	overflow
270	0,0239	16,708	1861,366	0	0	0	12111,619	2,7506	overflow
280	0,0005	7,309	1868,675	0	0	0	12118,928	2,7515	overflow
280,096	0,0000	19,160	1887,835	0	0	0	12138,088	2,7536	overflow

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

Berdasarkan Tabel 4. 32, perhitungan volume kolam tampung tanpa menggunakan pompa masih terjadi *overflow* sehingga dibutuhkan pompa.

#### 4.3.5. Analisis Pompa Air

Pada kolam tampung Perumahan Sukolilo *Park Regency* digunakan pompa untuk membantu mengeluarkan air dari kolam tampung menuju saluran selanjutnya (bagian utara). Pompa yang akan digunakan yaitu pompa dengan kapasitas pompa 0,139 m<sup>3</sup>/detik (139 l/s) dan 0,100 m<sup>3</sup>/detik (100 l/detik) (berdasarkan Lampiran Gambar 8 dan Gambar 9)

Perhitungan volume tampungan yang diperlukan menggunakan cara lengkung “S” dan cara pengoperasian.

- Cara lengkung “S” :  
Volume = selisih debit kumulatif maksimum-(selisih debit kumulatif minimum)
- Cara pengoperasian :  
Volume = total jumlah debit, dimana hasil debit yang negatif dianggap 0

Contoh perhitungan volume *inflow* pada menit ke-0 hingga menit ke -40,096

Volume *inflow* (0' - 40,096') = luas bidang (segitiga)

Volume *inflow* (0' - 40,096') =

$0,5 \times (0,3279 + 0,3271) \times (40,096 - 40) \times 60$

Volume *inflow* (0' - 40,096') = 1,882 m<sup>3</sup>

Contoh perhitungan volume *outflow* (pompa) pada menit ke-0 hingga menit ke -40,096

Volume *outflow* (0' - 40,096') =  $(40,096 - 40) \times (0,139 + 0,1) \times 60$

Volume *outflow* (0' - 40,096') = 1,373 m<sup>3</sup>

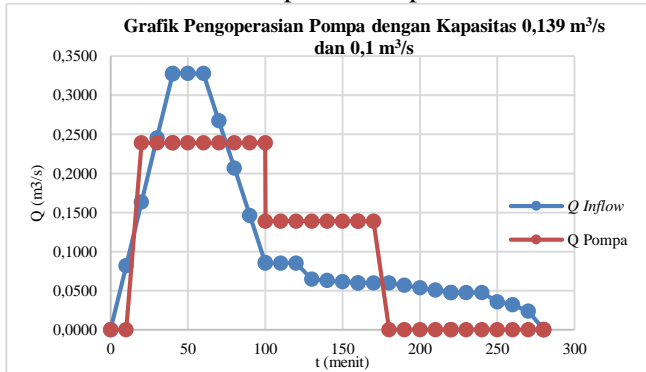
Hasil perhitungan dengan cara lengkung “S” dan cara pengoperasian dengan pompa selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.33.

Tabel 4. 33 Rekapitulasi Perhitungan Volume Tampungan dengan Pompa

t (menit)	Inflow			Pompa					Volume Tampungan	
	Q inflow (m <sup>3</sup> /s)	V inflow (m <sup>3</sup> )	V inflow Kum (m <sup>3</sup> )	Q pompa 1 (m <sup>3</sup> /s)	Q pompa 2 (m <sup>3</sup> /s)	Q out pompa total (m <sup>3</sup> /s)	V out pompa (m <sup>3</sup> )	V out pompa Kum (m <sup>3</sup> )	Cara Lengkung “S”	Cara Operasional
0	0,0000	0,000	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0,0818	24,534	24,53	0	0	0	0	0	-25	-25
20	0,1636	73,603	98,14	0,139	0,100	0,239	14,34	14,34	-84	-59
30	0,2453	122,672	220,81	0,139	0,100	0,239	143,4	157,74	-63	21
40	0,3271	171,740	392,55	0,139	0,100	0,239	143,4	301,14	-91	-28
40,096	0,3279	1,882	394,43	0,139	0,100	0,239	1,373	302,513	-92	-1
50	0,3279	194,860	589,29	0,139	0,100	0,239	142,027	444,54	-145	-53
60	0,3279	196,745	786,04	0,139	0,100	0,239	143,4	587,94	-198	-53
70	0,2674	178,587	964,62	0,139	0,100	0,239	143,4	731,34	-233	-35
80	0,2069	142,273	1106,90	0,139	0,100	0,239	143,4	874,74	-232	1
90	0,1463	105,958	1212,86	0,139	0,100	0,239	143,4	1018,14	-195	37
100	0,0858	69,643	1282,50	0,139	0,100	0,239	143,4	1161,54	-121	74
100,096	0,0852	0,491	1282,99	0,139	0	0,139	0,799	1162,339	-121	0
110	0,0852	50,648	1333,64	0,139	0	0,139	82,601	1244,94	-89	32
120	0,0852	51,138	1384,78	0,139	0	0,139	83,4	1328,34	-56	32
130	0,0646	44,941	1429,72	0,139	0	0,139	83,4	1411,74	-18	38
140	0,0630	38,266	1467,98	0,139	0	0,139	83,4	1495,14	27	45
150	0,0614	37,312	1505,30	0,139	0	0,139	83,4	1578,54	73	46
160	0,0598	36,358	1541,65	0,139	0	0,139	83,4	1661,94	120	47
160,096	0,0598	0,344	1542,00	0,139	0	0,139	0,799	1662,739	121	0
170	0,0598	35,529	1577,53	0,139	0	0,139	82,601	1745,34	168	47
180	0,0598	35,872	1613,40	0	0	0	0	1745,34	132	-36
190	0,0567	34,960	1648,36	0	0	0	0	1745,34	97	-35
200	0,0537	33,136	1681,49	0	0	0	0	1745,34	64	-33
210	0,0507	31,312	1712,81	0	0	0	0	1745,34	33	-31
220	0,0476	29,487	1742,29	0	0	0	0	1745,34	3	-29
220,096	0,0476	0,274	1742,57	0	0	0	0	1745,34	3	0
230	0,0476	28,284	1770,85	0	0	0	0	1745,34	-26	-28
240	0,0476	28,558	1799,41	0	0	0	0	1745,34	-54	-29
250	0,0357	24,997	1824,41	0	0	0	0	1745,34	-79	-25
260	0,0318	20,252	1844,66	0	0	0	0	1745,34	-99	-20
270	0,0239	16,708	1861,37	0	0	0	0	1745,34	-116	-17
280	0,0005	7,309	1868,67	0	0	0	0	1745,34	-123	-7
280,096	0,0000	19,160	1887,84	0	0	0	0	1745,34	-142	-19
Volume tampungan (m <sup>3</sup> ) =									401,098	401,098

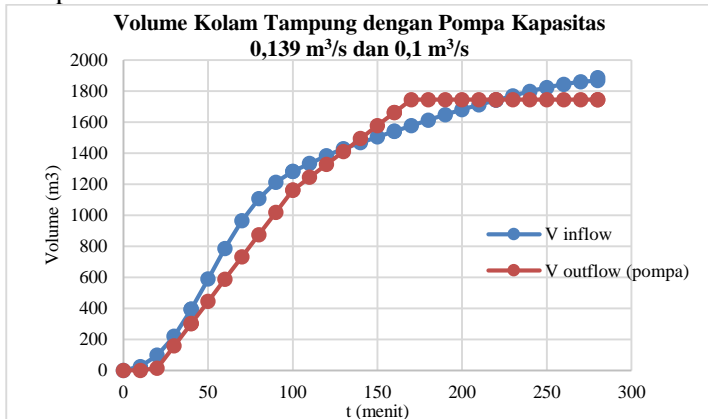
(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

Untuk grafik pengoperasian pompa dengan kapasitas  $0,139 \text{ m}^3/\text{s}$  dan  $0,100 \text{ m}^3/\text{s}$  dapat dilihat pada Gambar 4.9



Gambar 4. 9 Grafik Pengoperasian Pompa Kapasitas  $0,139 \text{ m}^3/\text{s}$  dan  $0,100 \text{ m}^3/\text{s}$

Terdapat *dead storage* dengan volume sebesar  $10250,253 \text{ m}^3$  pada kolam tampung yang tersedia di lokasi studi. Untuk grafik akumulasi volume *inflow* kolam tampung dan volume *outflow* dengan pompa kapasitas  $0,139 \text{ m}^3/\text{s}$  dan  $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$  dapat dilihat pada Gambar 4.10



Gambar 4. 10 Grafik Volume *Inflow* dengan Volume *Outflow* di Kolam Tampung

Direncanakan memasang pompa dengan kapasitas debit 0,139 m<sup>3</sup>/s dan 0,100 m<sup>3</sup>/s. Pompa dinyalakan dengan durasi dimulai dari menit ke-20 sampai dengan menit ke-100. Selanjutnya, digunakan satu pompa dengan kapasitas debit 0,139 m<sup>3</sup>/s sampai dengan menit ke-170. Perhitungan pengoperasian pompa dapat dilihat pada Tabel 4.34.

Tabel 4. 34 Perhitungan Pengoperasian Pompa

t (menit)	Inflow			Pompa					Volume Tampungan Akhir (m <sup>3</sup> )	Tinggi Air (m)	Keterangan
	Q inflow (m <sup>3</sup> /s)	V inflow (m <sup>3</sup> )	V inflow Kum (m <sup>3</sup> )	Q pompa 1 (m <sup>3</sup> /s)	Q pompa 2 (m <sup>3</sup> /s)	Q out pompa total (m <sup>3</sup> /s)	V out pompa (m <sup>3</sup> )	V out pompa Kum (m <sup>3</sup> )			
0	0,0000	0,000	0	0	0	0	0	0	10250,253	1,16	AMAN
10	0,0818	24,534	24,53	0	0	0	0	0	10225,719	1,157	AMAN
20	0,1636	73,603	98,14	0,139	0,100	0,239	14,34	14,34	10166,456	1,151	AMAN
30	0,2453	122,672	220,81	0,139	0,100	0,239	143,4	157,74	10187,184	1,153	AMAN
40	0,3271	171,740	392,55	0,139	0,100	0,239	143,4	301,14	10158,843	1,150	AMAN
40,096	0,3279	1,882	394,43	0,139	0,100	0,239	1,373	302,513	10158,335	1,150	AMAN
50	0,3279	194,860	589,29	0,139	0,100	0,239	142,027	444,54	10105,501	1,144	AMAN
60	0,3279	196,745	786,04	0,139	0,100	0,239	143,4	587,94	10052,156	1,138	AMAN
70	0,2674	178,587	964,62	0,139	0,100	0,239	143,4	731,34	10016,968	1,134	AMAN
80	0,2069	142,273	1106,90	0,139	0,100	0,239	143,4	874,74	10018,096	1,134	AMAN
90	0,1463	105,958	1212,86	0,139	0,100	0,239	143,4	1018,14	10055,538	1,138	AMAN
100	0,0858	69,643	1282,50	0,139	0,100	0,239	143,4	1161,54	10129,294	1,146	AMAN
100,096	0,0852	0,491	1282,99	0,139	0	0,139	0,799	1162,339	10129,602	1,146	AMAN
110	0,0852	50,648	1333,64	0,139	0	0,139	82,601	1244,94	10161,555	1,150	AMAN
120	0,0852	51,138	1384,78	0,139	0	0,139	83,4	1328,34	10193,817	1,154	AMAN
130	0,0646	44,941	1429,72	0,139	0	0,139	83,4	1411,74	10232,276	1,158	AMAN
140	0,0630	38,266	1467,98	0,139	0	0,139	83,4	1495,14	10277,409	1,163	AMAN
150	0,0614	37,312	1505,30	0,139	0	0,139	83,4	1578,54	10323,497	1,168	AMAN
160	0,0598	36,358	1541,65	0,139	0	0,139	83,4	1661,94	10370,538	1,174	AMAN
160,096	0,0598	0,344	1542,00	0,139	0	0,139	0,799	1662,738797	10370,994	1,174	AMAN
170	0,0598	35,529	1577,53	0,139	0	0,139	82,601	1745,34	10651,351	1,179	AMAN
180	0,0598	35,872	1613,40	0	0	0	0	1745,34	10382,194	1,175	AMAN
190	0,0567	34,960	1648,36	0	0	0	0	1745,34	10347,234	1,171	AMAN
200	0,0537	33,136	1681,49	0	0	0	0	1745,34	10314,098	1,167	AMAN
210	0,0507	31,312	1712,81	0	0	0	0	1745,34	10282,787	1,164	AMAN
220	0,0476	29,487	1742,29	0	0	0	0	1745,34	10253,299	1,160	AMAN
220,096	0,0476	0,274	1742,57	0	0	0	0	1745,34	10253,026	1,160	AMAN
230	0,0476	28,284	1770,85	0	0	0	0	1745,34	10224,741	1,157	AMAN
240	0,0476	28,558	1799,41	0	0	0	0	1745,34	10196,184	1,154	AMAN
250	0,0357	24,997	1824,41	0	0	0	0	1745,34	10171,187	1,151	AMAN
260	0,0318	20,252	1844,66	0	0	0	0	1745,34	10150,935	1,149	AMAN
270	0,0239	16,708	1861,37	0	0	0	0	1745,34	10134,227	1,147	AMAN
280	0,0005	7,309	1868,67	0	0	0	0	1745,34	10126,918	1,146	AMAN
280,096	0,0000	19,160	1887,84	0	0	0	0	1745,34	10107,758	1,144	AMAN

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

Dari Tabel 4.34 untuk perhitungan tinggi muka air dalam kolam tampung didapat dari volume tampungan pada menit tertentu dibagi dengan luas kolam tampung.

Data dimensi kolam tampung :

Lebar (b) = 50,35 meter (dari google earth)

Panjang (L) = 175,5 meter (dari google earth)

Hair = 1,16 meter (pengukuran di lapangan)

W = 0,22 meter (pengukuran di lapangan)

#### Contoh perhitungan tinggi muka air

Tinggi air menit ke 170 =

*V tampung menit ke 170 / Luas kolam*

Tinggi air menit ke 170 =  $10651,351 / (50,35 \times 175,5) = 1,179$  m

#### **4.3.6. Perencanaan Pintu Air**

Pintu air berfungsi untuk mengalirkan debit limpasan dari kolam tampung menuju saluran selanjutnya (saluran T60 yang berada di utara kolam tampung). Pintu air digunakan pada saat air masih dapat mengalir secara gravitasi dari kolam tampung. Pintu air dibuat dari pelat dan rangka baja. Namun dalam perencanaan ini, perhitungan pintu air hanya difokuskan di tinggi bukaan pintu, tebal pelat, dan diameter stang yang dibutuhkan.

Data yang diketahui :

Debit pintu (Q) = 0,239 m<sup>3</sup>/s (debit air yang diizinkan keluar)

- **Perhitungan Tinggi Bukaan Pintu**

Untuk mencari tinggi air maksimum pada saat melewati pintu dapat menggunakan rumus pada subbab 2.2.4 dan data dari perhitungan sebelumnya, maka:

b saluran = 1 m

h saluran = 0,22 m

Percepatan gravitasi (g) = 9,81 m/s

beda kedalaman air (z) = 0,1 (asumsi)

b pintu = *b saluran* + (2 x 0,1)

= 1 + 0,2

= 1,2 m

$$a = \frac{Q}{\mu b \sqrt{2gz}} = \frac{0,239}{0,8 \times 1,2 \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,1}} = 0,177 \approx 0,2 \text{ m}$$

Keterangan :

a = tinggi bukaan pintu

Q = debit ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$\mu$  = koefisien debit untuk bukaan dibawah permukaan dengan tinggi energi kecil

b = lebar pintu (meter)

g = percepatan gravitasi ( $\text{m}^2/\text{detik}$ )

z = beda kedalaman air (meter)

h pintu = a + 0,1

$$= 0,2 + 0,1 = 0,3 \text{ m}$$

Dari perhitungan, diperoleh tinggi bukaan pintu yaitu 0,2 meter dan tinggi pintu air direncanakan 0,3 meter.

- Perhitungan Dimensi Pintu Air

Direncanakan pintu air menggunakan pelat baja. Untuk mendapatkan tebal pintu air, digunakan rumus gaya hidrostatik akibat air dan menghitung  $M_{\text{max}}$  pada daun pintu.

Diketahui :

$\gamma_{\text{air}}$  = 1000  $\text{kg}/\text{m}^3$

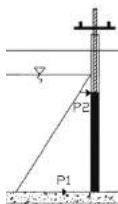
H 1 = H saluran –  $H_{\text{pintu}} = 0,08 \text{ m}$

Tinggi pintu ( $h_p$ ) = 0,3 meter

Lebar pintu air (b) = 1,2 meter

Direncanakan pintu air terbuat dari plat baja

a. Mencari tekanan air



$$\gamma_w = 1 \text{ t}/\text{m}^3$$

$$P1 = \gamma_w \times h_{\text{air}} = 1 \times 0,22 = 0,22 \text{ t}/\text{m}^2$$

$$P2 = \gamma_w \times h1 = 1 \times 0,08 = 0,08 \text{ t}/\text{m}^2$$

Sehingga beban yang bekerja pada pintu akibat tekanan air:

$$q = \frac{p1+p2}{2} \times h_p = \frac{0,22+0,08}{2} \times 0,3 = 0,045 \text{ t}/\text{m} = 0,45 \text{ kg}/\text{cm}$$

b. Momen maksimum pada daun pintu

$$M_{\text{max}} = \frac{1}{8} \times q \times b^2 = \frac{1}{8} \times 0,45 \times 1,2^2 = 0,81 \text{ tm}$$

$$= 810 \text{ kgcm}$$

- c. Tebal daun pintu yang dibutuhkan  
 $\Sigma = \text{tegangan ijin baja (1600 kg/cm}^2\text{)}$   
 $\sigma = \frac{M}{W}$   
 $w \geq \frac{m}{\sigma} = \frac{810}{1600} = 0,506$   
 $w \geq 0,506$   
 $t = \sqrt{\frac{6 \times w}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 0,506}{120}} = 0,16 \text{ cm} \rightarrow t < t_{\text{min}} \text{ untuk}$   
 pintu = 1,20 cm, digunakan 2 cm.  
 $t = 2 \text{ cm}$   
 Maka digunakan tebal pintu adalah 2 cm
- d. Kontrol tebal plat terhadap kelendutan:  
 Lendutan ijin,  $\bar{f} = \frac{L}{360}$   
 $\bar{f} = \frac{120}{360} = 0,333 \text{ cm}$   
 Lendutan yang terjadi,  
 $f = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E \times I}$   
 $f = \frac{5}{384} \times \frac{0,45 \times 120^4}{2,1 \times 10^6 \times \frac{1}{12} \times 30 \times 2^3}$   
 $f = 0,029 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,333 \text{ cm (OK)}$   
 Jadi dipakai pintu dengan tebal 2 cm.  
 Sehingga didapatkan ukuran pintu:  
 lebar pintu air = 1,2 m  
 tinggi bukaan pintu air = 0,2 meter  
 tinggi pintu air = 0,3 meter  
 tebal pintu air = 0,02 meter
- Perencanaan Diameter Stang Pintu  
 Diketahui :  
 lebar pintu air = 1,2 m  
 tinggi bukaan pintu air = 0,2 meter  
 tinggi pintu air = 0,3 meter  
 tebal pintu air = 0,02 meter



Pembebanan :

Stang direncanakan dari baja

$$\gamma_{\text{baja}} = 7,85 \text{ t/m}^3 = 7850 \text{ kg/m}^3$$

**Akibat berat sendiri**

$$\text{Berat pintu} = 1,2 \times 0,3 \times 0,02 \times 7850 = 56,52 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat penyambung} &= 25\% \times 56,52 \text{ kg} \\ &= 14,13 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$W_{\text{total}} = 56,52 \text{ kg} + 14,13 \text{ kg} = 70,65 \text{ kg}$$

**Akibat tekanan air**

$$\begin{aligned} H_a &= q \times H_{\text{pintu}} \\ &= 0,45 \times 0,3 \\ &= 0,135 \text{ ton} = 135 \text{ kg} \end{aligned}$$

**Gaya gesek pelat dengan air**

$$\begin{aligned} G &= f \times H_a \\ &= 0,40 \times 0,135 \\ &= 0,054 \text{ ton} = 54 \text{ kg} \end{aligned}$$

**Pada saat pintu dinaikan**

$$\begin{aligned} \text{Total beban} = \text{Str} &= w (\downarrow) + G (\downarrow) \\ &= 70,65 + 54 \\ &= 124,65 \text{ kg} (\downarrow) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Str} &= A \times \sigma \\ 124,65 &= \frac{1}{4} \times \pi \times d_1^2 \times 1600 \end{aligned}$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{4 \times 124,65}{\pi \times 1600}}$$

$$d_1 = 0,315 \text{ cm} \approx 0,4 \text{ cm}$$

**Pada saat pintu diturunkan**

$$\begin{aligned} \text{Beban yang bekerja} &= w (\text{berat pintu}) (\downarrow) + G (\text{gaya gesek}) (\uparrow) \\ &= 70,65 + (-54) \\ &= 16,65 \text{ kg} (\downarrow) \end{aligned}$$

$$\text{Str (gaya tarik pada stang)} = A \times \sigma$$

$$16,65 = \frac{1}{4} \times \pi \times d_2^2 \times 1600$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{16,65}{\pi \times 400}}$$

$$d_2 = 0,115 \text{ cm} \approx 0,2 \text{ cm}$$

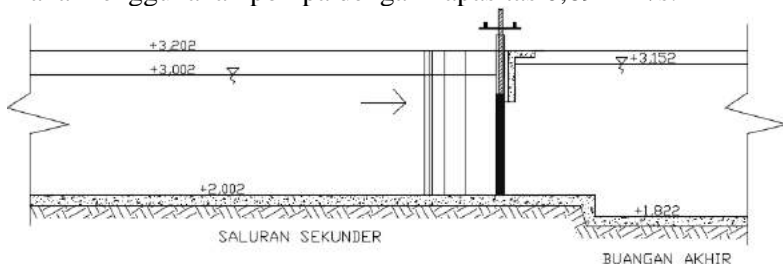
Diameter stang yang digunakan adalah 7 cm

$$\begin{aligned}\text{Panjang stang (L)} &= H_{\text{saluran}} - H_{\text{pintu}} + 0,1 \\ &= 0,3 - 0,2 + 0,1 = 0,2 \text{ m}\end{aligned}$$

#### 4.3.7. Analisis *Backwater*

Pada hari-hari tertentu dikhawatirkan datangnya pasang bersamaan dengan datangnya hujan dengan intensitas tinggi. Dari hasil perhitungan perencanaan dimensi saluran perumahan, didapat elevasi muka air hilirnya adalah +3,002 dan elevasi dasar salurannya +2,002. Hasil survei lapangan, saat pasang dan hujan datang dengan intensitas tinggi, debit yang berasal dari perumahan tidak dapat mengalir secara gravitasi dikarenakan saat pasang datang elevasi muka air di saluran pembuang sementara hampir sama bahkan lebih tinggi dari saluran perumahan. Diasumsikan saat air pasang, tinggi muka air maksimum di saluran pembuang sementara adalah setinggi muka air di hilir saluran perumahan ditambah 10 cm sampai dengan 20 cm sehingga dapat disimpulkan bahwa terjadi *backwater* pada saluran perumahan.

Untuk mengatasi *backwater*, dibutuhkan pintu air dan pompa air di hilir saluran perumahan. Pada saat elevasi muka air *downstream*, di mana saluran pembuang sementara lebih tinggi daripada elevasi muka air *upstream* (saluran perumahan) maka pintu air ditutup kemudian pompa dioperasikan. Berdasarkan hasil perhitungan debit hidrologi di *outlet* sebesar 0,668 m<sup>3</sup>/s maka menggunakan pompa dengan kapasitas 0,692 m<sup>3</sup>/s.



Gambar 4. 11 Sketsa *Backwater* pada Hilir Saluran

### Perhitungan Pintu Air di Hilir Saluran Perumahan

Pintu air dibuat dari pelat dan rangka baja. Namun dalam perencanaan ini, perhitungan pintu air hanya difokuskan di tinggi bukaan pintu, tebal pelat, dan diameter stang yang dibutuhkan.

Data yang diketahui :

Debit pintu ( $Q$ ) =  $0,692 \text{ m}^3/\text{s}$  (debit air yang diijinkan keluar)

- Perhitungan Tinggi Bukaan Pintu

Untuk mencari tinggi air maksimum pada saat melewati pintu dapat menggunakan rumus pada subbab 2.2.4 dan data dari perhitungan sebelumnya, maka:

$$\begin{aligned}
 b \text{ saluran} &= 1 \text{ m} \\
 h \text{ saluran} &= 1,2 \text{ m} \\
 \text{Percepatan gravitasi (g)} &= 9,81 \text{ m/s} \\
 \text{beda kedalaman air (z)} &= 0,1 \text{ (asumsi)} \\
 b \text{ pintu} &= b \text{ saluran} + (2 \times 0,1) \\
 &= 1 + 0,2 \\
 &= 1,2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$a = \frac{Q}{\mu b \sqrt{2gz}} = \frac{0,692}{0,8 \times 1,2 \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,1}} = 0,515 \approx 0,6 \text{ m}$$

Keterangan :

$a$  = tinggi bukaan pintu

$Q$  = debit ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$\mu$  = koefisien debit untuk bukaan dibawah permukaan dengan tinggi energi kecil

$b$  = lebar pintu (meter)

$g$  = percepatan gravitasi ( $\text{m}^2/\text{detik}$ )

$z$  = beda kedalaman air (meter)

$h \text{ pintu} = a + 0,1$

$$= 0,6 + 0,1 = 0,7 \text{ m}$$

Dari perhitungan, diperoleh tinggi bukaan pintu yaitu 0,6 meter dan tinggi pintu air direncanakan 0,7 meter.

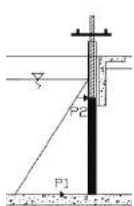
- Perhitungan Dimensi Pintu Air

Direncanakan pintu air menggunakan pelat baja. Untuk mendapatkan tebal pintu air, digunakan rumus gaya hidrostatik akibat air dan menghitung  $M_{\text{max}}$  pada daun pintu.

Diketahui :

- $\gamma_{\text{air}} = 1000 \text{ kg/m}^3$   
 $H = H_{\text{air}} - H_{\text{pintu}} = 1 - 0,7 = 0,3$   
 Tinggi pintu ( $h_p$ ) = 0,7 meter  
 Lebar pintu air ( $b$ ) = 1,2 meter  
 Direncanakan pintu air terbuat dari plat baja

a. Mencari tekanan air



$$\begin{aligned} \gamma_w &= 1 \text{ t/m}^3 \\ P1 &= \gamma_w \times h_{\text{air}} = 1 \times 1 = 1 \text{ t/m}^2 \\ P2 &= \gamma_w \times h1 = 1 \times 0,3 = 0,3 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Sehingga beban yang bekerja pada pintu akibat tekanan air:

$$q = \frac{p1+p2}{2} \times h_p = \frac{1+0,3}{2} \times 0,7 = 0,455 \text{ t/m} = 4,55 \text{ kg/cm}$$

b. Momen maksimum pada daun pintu

$$\begin{aligned} M_{\text{max}} &= \frac{1}{8} \times q \times b^2 = \frac{1}{8} \times 4,55 \times 1,2^2 = 0,82 \text{ tm} \\ &= 8190 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

c. Tebal daun pintu yang dibutuhkan

$$\Sigma = \text{tegangan ijin baja (1600 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma = \frac{M}{W}$$

$$w \geq \frac{m}{\sigma} = \frac{8190}{1600} = 5,119$$

$$w \geq 5,119$$

$$t = \sqrt{\frac{6 \times w}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 5,119}{120}} = 0,578 \text{ cm} \rightarrow t < t_{\text{min}} \text{ untuk pintu}$$

= 1,20 cm, digunakan 2 cm.

$t = 2 \text{ cm}$ , maka digunakan tebal pintu adalah 2 cm

d. Kontrol tebal plat terhadap kelendutan:

$$\text{Lendutan ijin, } \bar{f} = \frac{L}{360}$$

$$\bar{f} = \frac{120}{360} = 0,333 \text{ cm}$$

Lendutan yang terjadi,

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E \times I}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{4,55 \times 120^4}{2,1 \times 10^6 \times \frac{1}{12} \times 70 \times 2^3}$$

$$f = 0,125 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,333 \text{ cm (OK)}$$

Jadi dipakai pintu dengan tebal 2 cm.

Sehingga didapatkan ukuran pintu:

$$\begin{aligned} \text{lebar pintu air} &= 1,2 \text{ m} \\ \text{tinggi bukaan pintu air} &= 0,6 \text{ meter} \\ \text{tinggi pintu air} &= 0,7 \text{ meter} \\ \text{tebal pintu air} &= 0,02 \text{ meter} \end{aligned}$$

- **Perencanaan Diameter Stang Pintu**

$$\begin{aligned} \text{lebar pintu air} &= 1,2 \text{ m} \\ \text{tinggi bukaan pintu air} &= 0,6 \text{ meter} \\ \text{tinggi pintu air} &= 0,7 \text{ meter} \\ \text{tebal pintu air} &= 0,02 \text{ meter} \end{aligned}$$

Pembebanan :

Stang direncanakan dari baja

$$\gamma_{\text{baja}} = 7,85 \text{ t/m}^3 = 7850 \text{ kg/m}^3$$

**Akibat berat sendiri**

$$\text{Berat pintu} = 1,2 \times 0,7 \times 0,02 \times 7850 = 131,88 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat penyambung} &= 25\% \times 131,88 \text{ kg} \\ &= 32,97 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$W_{\text{total}} = 131,88 \text{ kg} + 32,97 \text{ kg} = 164,85 \text{ kg}$$

**Akibat tekanan air**

$$\begin{aligned} H_a &= q \times H_{\text{pintu}} \\ &= 4,55 \times 0,7 \\ &= 3,185 \text{ ton} = 3185 \text{ kg} \end{aligned}$$

**Gaya gesek pelat dengan air**

$$\begin{aligned} G &= f \times H_a \\ &= 0,4 \times 3,185 \\ &= 1,274 \text{ ton} = 1274 \text{ kg} \end{aligned}$$

**Pada saat pintu dinaikan**

$$\begin{aligned} \text{Total beban} = \text{Str} &= w (\downarrow) + G (\downarrow) \\ &= 164,85 + 1274 \\ &= 1438,85 \text{ kg} (\downarrow) \end{aligned}$$

$$\text{Str} = A \times \sigma$$

$$1438,85 = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times 1600$$

$$d1 = \sqrt{\frac{4 \times 1438,85}{\pi \times 1600}}$$

$$d1 = 1,007 \text{ cm} \approx 1,1 \text{ cm}$$

### **Pada saat pintu diturunkan**

$$\begin{aligned} \text{Total beban} = \text{Str} &= w (\downarrow) + G (\uparrow) \\ &= 164,85 + (-1274) \\ &= 1109,15 \text{ kg} (\uparrow) \end{aligned}$$

$$\text{Str (gaya tarik pada stang)} = A \times \sigma$$

$$1109,15 = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times 1600$$

$$d2 = \sqrt{\frac{1109,15}{\pi \times 400}}$$

$$d2 = 0,94 \text{ cm} \approx 1 \text{ cm}$$

Maka diameter sang yang digunakan adalah 7 cm

$$\begin{aligned} \text{Panjang stang (L)} &= H_{\text{saluran}} - H_{\text{pintu}} + 0,1 \\ &= 1,2 - 0,7 + 0,1 \\ &= 0,6 \text{ m} \end{aligned}$$

### Prosedur Operasional :

Prosedur operasional diperlukan sebagai acuan pengoperasian pintu air dan pompa. Adapun prosedur operasional yang harus dilakukan adalah sebagai berikut:

1. Pintu air ditutup sempurna untuk mencegah terjadinya *backwater* dari saluran pembuang sementara (tambak).
2. Jika terjadi *backwater* dari saluran pembuang sementara, pintu harus ditutup dan pompa air dioperasikan untuk mengurangi peluapan air.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## **BAB V**

### **KESIMPULAN**

#### **5.1. Kesimpulan**

Setelah melakukan berbagai analisis dan perhitungan, maka dapat diambil beberapa kesimpulan dari pengerjaan tugas akhir ini sebagai berikut :

1. Hasil dari survei lapangan, masih terjadinya banjir di Perumahan Sukolilo *Park Regency* seperti di Blok C, Blok E, Blok G, Blok H, Blok I, Blok K, dan Blok L akibat dimensi saluran eksisting yang memiliki kapasitas kecil sehingga saat hujan turun dengan intensitas tinggi, saluran tidak mampu mengalirkan debit banjir. Dari hasil studi lapangan, diperlukan analisis perencanaan ulang saluran di lokasi studi.
2. Berdasarkan hasil analisis hidrologi (PUH 5 tahun) dengan tinggi hujan 127,981 mm, besar debit banjir rencana ( $Q_{\text{hidrologi}}$ ) untuk saluran di Perumahan Sukolilo *Park Regency* yaitu 0,5375 m<sup>3</sup>/detik di saluran tersier dan 0,688 m<sup>3</sup>/detik di saluran sekunder, namun saluran eksisting hanya mampu mengalirkan debit sebesar 0,191 m<sup>3</sup>/detik di saluran tersier dan 0,376 m<sup>3</sup>/detik di saluran sekunder.
3. Setelah dilakukan evaluasi kondisi saluran eksisting, diperlukan perencanaan ulang saluran menggunakan U-ditch sebagai solusi untuk menanggulangi dimensi saluran yang tidak mampu mengalirkan debit banjir rencana. Dimensi eksisting saluran tersier yaitu 0,65 meter  $\times$  0,7 meter dan saluran sekunder 0,54 meter  $\times$  0,9 meter. Setelah dilakukan perhitungan, dibutuhkan U-ditch untuk mengganti saluran eksisting di saluran tersier 1,0 meter  $\times$  1,2 meter sedangkan untuk saluran sekunder digunakan U-ditch berdimensi 1,0 meter  $\times$  1,2 meter.
4. Kondisi eksisting kolam tampung di Perumahan Sukolilo *Park Regency* berdimensi 50,35 meter  $\times$  175,5 meter dengan kedalaman 1,38 meter masih belum difungsikan



oleh penduduk. Dalam tugas akhir ini direncanakan adanya pengoperasian kolam tampung dilengkapi pintu air dan pompa berkapasitas 0,139 m<sup>3</sup>/detik dan 0,100 m<sup>3</sup>/detik yang berfungsi untuk mengeluarkan air dari kolam tampung menuju saluran selanjutnya (bagian utara).

## **5.2. Saran**

Terdapat saran dari penulis setelah melakukan studi lapangan, analisis, dan perhitungan yaitu diperlukan peninjauan ulang debit hulu saluran sekunder dan melengkapi data di saluran pembuang sementara agar sesuai dengan yang dibutuhkan di lapangan.

## DAFTAR PUSTAKA

- Agung, K., 2017. **Perencanaan Sistem Drainase Kawasan Perumahan di Benowo, Surabaya**. Surabaya: Institut Teknologi Sepuluh Nopember.
- Anwar, N., 2012. **Rekayasa Sumber Daya Air**. Surabaya: itspress.
- Departemen Pekerjaan Umum. 2006. **Perencanaan Sistem Drainase Jalan, Pedoman Konstruksi dan Bangunan Pd T-02-2006-B**.
- Departemen Pekerjaan Umum. 2010. **Standar Perencanaan Irigasi, Kriteria Perencanaan Bagian Saluran KP-03**.
- Hadisusanto, N., 2010. **Aplikasi Hidrologi**. Malang: Jogja Mediautama : Haryo Istanto.
- Hendrayani, Y., 2007. **Perencanaan Sistem dan Jaringan Drainase DAS Kali Semarang**. Semarang: Universitas Diponegoro.
- Lasminto, U., 2015. **Laporan Akhir Perencanaan Penataan Saluran Drainase Sekunder dan Tersier Kawasan Surabaya Sisi Barat**. Surabaya: Dinas Bina Marga dan Pematusan Kota Surabaya.
- Maharani, K., 2016. **Surabaya Timur Jadi Incaran Investor di Kota Pahlawan**. <URL:<https://www.rumah.com/berita-properti/2016/11/140319/surabaya-timur-jadi-incaran-investor-di-kota-pahlawan>>
- Pitaloka, M. G., 2017. **Perencanaan Sistem Drainase Kebon Agung Kota Surabaya, Jawa Timur**. Surabaya: Institut Teknologi Sepuluh Nopember.
- SNI 2415, 2016. **Tata Cara Perhitungan Debit Banjir Rencana**. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.
- Soemarto, C., 1999. **Hidrologi Teknik**. Jakarta: PT. Pradnya Paramita.

- Soesanto, S., 2010. **Perencanaan Bangunan Air**. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS.
- Sofia, F., 2006. **Modul Ajar Sistem dan Bangunan Drainase**. Surabaya.
- Suripin, 2004. **Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan**. Yogyakarta: ANDI Yogyakarta.
- Triatmodjo, B., 2008. **Hidrologi Terapan**. Yogyakarta: Beta Offset.
- UIGM (Universitas Indo Global Mandiri), 2017. **Rekayasa Hidrologi**.<URL:[https://student.uigm.ac.id/assets/file/Materi/Presipitasi\\_\(Hujan\).pdf](https://student.uigm.ac.id/assets/file/Materi/Presipitasi_(Hujan).pdf)>
- Wesli, 2008. **Drainase Perkotaan**. Yogyakarta: Graha Ilmu.

## LAMPIRAN

### Lampiran Gambar Hasil Survei Lapangan



Lampiran Gambar 1 Banjir di Perumahan Sukolilo *Park Regency*  
Blok C



Lampiran Gambar 2 Banjir di Perumahan Sukolilo *Park Regency*  
Blok E



Lampiran Gambar 3 Banjir di Perumahan Sukolilo *Park Regency*  
Blok F



Lampiran Gambar 4 Saluran Eksisting di Blok E yang Tidak  
Mampu Menampung Limpasan Hujan



Lampiran Gambar 5 Pengukuran Tinggi Saluran Eksisting di Perumahan Sukolilo *Park Regency*



Lampiran Gambar 6 Pengukuran Lebar Saluran Eksisting di Perumahan Sukolilo *Park Regency*

Lampiran Tabel Curah Hujan Rata-Rata Harian Stasiun Keputih  
Tahun 2000 hingga 2017

Lampiran Tabel 1 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2000

Tanggal	Bulan (mm)											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sep	Okt	Nov	Des
1	43	0	0	0	56	0	0	0	0	0	12	0
2	62	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7	0
3	86	18	19	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	14	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	15	0	20	0	0	0	0	0	0
6	0	0	10	0	0	0	0	0	0	0	30	0
7	78	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	26	0	20	28	0	0	0	0	0	2	0
9	0	47	0	0	0	0	0	0	0	0	5	0
10	26	25	0	0	0	0	0	0	0	0	13	0
11	21	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	28	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	21
13	10	0	37	0	0	5	0	0	0	0	20	12
14	27	58	6	0	0	0	0	0	0	0	0	19
15	0	0	0	0	5	0	0	0	0	0	0	0
16	26	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	35
18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	4	80
19	0	56	11	0	0	0	0	0	0	0	0	75
20	0	0	8	34	0	0	0	0	0	6	0	12
21	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	10	10
22	0	0	88	25	46	0	0	0	0	0	0	9
23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0
25	0	54	0	0	80	0	0	0	0	0	0	0
26	48	38	0	30	0	0	0	0	0	14	0	0
27	0	0	7	0	0	0	0	0	0	0	20	32
28	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
29	13	0	0	0	0	0	0	0	0	20	0	0
30	0		30	0	0	0	0	0	0	29	0	0
31	30		0		0		0	0		6		0
bulanan	507	345	230	124	215	25	0	0	0	78	125	305
Rmax	86	58	88	34	80	20	0	0	0	29	30	80

Lampiran Tabel 2 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2001

Tanggal	Bulan (mm)											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sep	Okt	Nov	Des
1	20	0	51	0	0	0	0	0	0	0	0	16
2	0	45	82	86	0	0	0	0	0	0	0	12
3	0	34	6	0	6	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	40	30	0	24	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	64	27	0
6	0	0	7	0	0	0	0	0	0	10	0	0
7	0	50	12	39	0	6	0	0	0	0	17	0
8	0	0	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0
9	10	5	0	0	0	0	0	0	0	20	0	0
10	0	0	8	0	0	0	0	0	0	2	42	0
11	0	0	0	0	0	25	0	0	0	0	0	0
12	0	17	8	0	0	22	22	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	42	0	0	0	0	82
14	0	0	0	0	0	11	0	0	0	8	0	0
15	46	0	23	40	0	0	0	0	0	0	13	0
16	0	0	0	70	0	0	0	0	0	0	8	10
17	13	0	0	89	0	0	0	0	0	0	0	60
18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	38	35
19	0	17	12	0	0	0	0	0	0	0	0	47
20	0	3	33	0	0	0	6	0	0	0	3	55
21	35	5	0	0	0	0	0	0	0	2	0	103
22	49	0	36	0	0	0	0	0	0	0	0	8
23	4	0	24	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	0	0	79	60	0	4	0	0	0	0	8	0
25	3	49	0	2	0	0	0	0	0	37	40	0
26	6	0	0	0	23	0	0	0	0	0	0	0
27	0	5	6	0	0	0	0	0	0	0	29	0
28	0	56	26	0	0	0	0	0	0	0	5	0
29	25		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
30	0		0	0	0	0	0	0	0	0	3	2
31	12		0		0		0	0		0		31
bulanan	223	286	453	420	29	92	70	0	0	143	233	461
<b>Rmax</b>	<b>49</b>	<b>56</b>	<b>82</b>	<b>89</b>	<b>23</b>	<b>25</b>	<b>42</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>64</b>	<b>42</b>	<b>103</b>



Lampiran Tabel 3 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2002

Tanggal	Bulan (mm)											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sep	Okt	Nov	Des
1	15	0	2	6	0	0	0	0	0	0	0	3
2	29	0	0	2	1	0	0	0	0	0	0	2,5
3	0	15	0	3	0	0	0	0	0	0	0	5
4	36	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	18
5	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	47,5
6	0	3	19	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	7	2	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	16	0	0	0	5	0	0	0	0	0	0	0
10	0	12	42	0	5	0	0	0	0	0	0	2,5
11	13	0	1	0	32	0	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	7	21	0	0	1	0	0	0	0	0	0	83,2
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6,3	0
15	44	10	0	65	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	8	0	10	0	0	0	0	0	0	0	0
17	23	0	0	10	0	0	0	0	0	0	0	0
18	13	0	0	1	0	0	2	0	0	0	0	0
19	0	0	0	7	0	0	0	0	0	0	0	0
20	0	4	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0
21	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22	0	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
23	41	17	0	0	9	0	0	0	0	0	0	0
24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4,5	1
25	2	3	2	27	0	0	0	0	0	0	0	0
26	0	6	9	0	0	0	0	0	0	0	0	22
27	8	4	5	0	0	0	0	0	0	0	5	0
28	11	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	8
29	36		7	0	32	0	0	0	0	0	3	0
30	123		10	0	0	0	0	0	0	0	0	0
31	0		2		0		0	0		0		2,4
bulanan	458	115	131	135	85	0	2	0	0	0	18,8	195,1
Rmax	123	21	42	65	32	0	2	0	0	0	6,3	83,2

Lampiran Tabel 4 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2003

Tanggal	Bulan (mm)											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sep	Okt	Nov	Des
1	4,8	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	10	0	8	0	30	0	0	0	0	0	0	0
3	36,5	8,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	40	42	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	22	9	0	0	25	0	0	0	0	0	0	0
6	7	0,9	0,9	15	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	3,5	5,5	0	25	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	15	0	14	12	0	0	0	0	0	0
9	22,3	4,7	7	7	0	0	0	0	0	0	0	0
10	16	16,2	5	0	0	0	0	0	0	5	0	0
11	15	1	35	9	3	0	0	0	0	0	0	0
12	53	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0
13	27	0	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0
14	12	60	0	0	0	0	0	0	0	0	42	0
15	25	27,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	0	11,4	0	0	0	0	0	0	0	0	7	0
18	0	1	0	0	0	3	0	0	0	9	54	0
19	2	12,3	0	0	0	10	0	0	0	0	0	0
20	10	0	0	0	0	10	0	0	0	0	0	0
21	0	0	23	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22	0	2	20	0	0	4	0	0	0	0	0	0
23	7,7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	44	1,1	0	0	0	0	0	0	0	0	50	0
26	0	2	20	0	0	0	0	0	0	0	52	0
27	0	2,1	0	0	0	0	0	0	0	0	60	0
28	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	16	0
29	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
30	102		0	32	0	0	0	0	0	0	0	0
31	54		0		0		0	0		0		0
bulanan	477,3	206,9	201,4	83	97	41	0	0	0	14	281	0
Rmax	102	60	42	32	30	12	0	0	0	9	60	0

Lampiran Tabel 5 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2004

Tanggal	Bulan (mm)											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sep	Okt	Nov	Des
1	5	0	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	31	0	0	0	0	0	0	0	0	10
3	0	0	35	0	0	0	0	0	0	0	0	15
4	0	3	35	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	17	39	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13
7	52	0	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	9	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	34	6	24	4	0	0	0	0	0	0	0	17
11	5	0	53	0	0	45	0	0	0	0	0	0
12	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	17
13	0	0	31	9	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	37	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	42	0	0	0	0	0	0	0	0	10
16	0	0	0	0	12	0	0	0	0	0	0	0
17	0	4	0	0	36	0	0	0	0	0	0	0
18	0	2	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19	0	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
21	0	0	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22	0	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	11
23	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	0	35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	0	41	0	0	0	0	0	0	0	0	0	58
26	0	37	0	21	9	0	0	0	0	0	15	0
27	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	43	0
28	2	10	20	0	0	0	0	0	0	0	14	0
29	15	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	40
30	0		15	0	7	0	0	0	0	0	0	0
31	0		0		0		0	0		0		0
bulanan	169	229	448	34	64	45	0	0	0	0	72	191
Rmax	52	41	53	21	36	45	0	0	0	0	43	58

Lampiran Tabel 6 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2005

Tanggal	Bulan (mm)											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sep	Okt	Nov	Des
1	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	25
2	0	0	0	17	44	0	0	0	0	0	0	20
3	0	28	20	0	0	0	0	20	0	0	0	0
4	50	0	26	0	0	0	0	0	0	0	0	8
5	0	0	0	23	0	15	0	0	0	0	0	0
6	12	0	20	0	0	25	15	0	0	0	0	0
7	15	0	65	0	20	30	0	0	0	0	0	26
8	10	0	78	0	0	5	0	0	0	0	0	10
9	0	35	22	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	11	47	16	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	28	0	0	15	0	0	20	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0	45	0	0	0	0	25
13	0	0	0	20	0	0	0	0	0	0	0	20
14	20	23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	10	0	0	0	0	8	0	0	0	0	0	110
16	15	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10
18	0	0	12	0	0	0	10	0	0	18	0	0
19	7	0	0	0	0	0	0	0	0	20	0	10
20	6	0	0	0	0	10	0	0	0	0	26	5
21	0	38	37	0	0	0	0	0	0	0	7	20
22	4	0	59	0	0	15	0	0	0	0	0	0
23	0	0	0	0	0	20	0	0	0	10	0	15
24	0	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	38	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
27	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10
28	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
29	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
30	0		12	5	0	0	0	0	0	0	0	0
31	0		0		0		0	0		0		0
bulanan	256	185	372	80	64	128	90	20	0	48	33	314
Rmax	50	47	78	23	44	30	45	20	0	20	26	110

Lampiran Tabel 7 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2006

Tanggal	Bulan (mm)											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sep	Okt	Nov	Des
1	15	20	47	0	0	5	0	0	0	0	0	0
2	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	10	0	38	0	0	0	0	0	0	0	0	7
4	140	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	25	27	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	50	40	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	30	0	40	0	0	0	0	0	0	0	0
10	10	0	0	15	30	0	0	0	0	0	0	0
11	0	15	27	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	20	6	0	25	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	0	15	0	12	0	0	0	0	0	0	0	20
18	0	20	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19	0	0	45	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	0	40	50	0	0	0	0	0	0	0	0	0
21	0	15	0	8	0	0	0	0	0	0	0	0
22	0	57	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	0	0	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	0	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	0	47	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
27	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
28	15	27	45	0	0	0	0	0	0	0	0	0
29	0		60	0	20	0	0	0	0	0	0	50
30	0		0	58	0	0	0	0	0	0	0	80
31	0		0		5		0	0		0		0
bulanan	378	424	414	158	55	5	0	0	0	0	0	157
Rmax	140	57	60	58	30	5	0	0	0	0	0	80

Lampiran Tabel 8 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2007

Tanggal	Bulan (mm)											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sep	Okt	Nov	Des
1	0	0	25	0	0	0	0	0	0	0	8	0
2	0	0	10	0	0	0	0	0	0	0	5	0
3	0	38	0	0	0	0	0	0	0	0	11	0
4	0	24	0	0	0	0	0	0	0	0	15	10
5	0	16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	31	0	0	0	0	0	0	0	0	3	0
7	0	0	40	0	0	0	0	0	0	0	2	0
8	0	0	55	0	0	0	0	0	0	0	4	0
9	0	0	0	7	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	0	50	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	127
18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	50
19	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	34
20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
21	0	25	39	0	0	0	0	0	0	0	0	64
22	0	0	0	0	17	0	0	0	0	0	0	5
23	55	0	0	20	0	0	0	0	0	0	1	0
24	75	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10
25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	25
26	0	23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	63
27	0	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
28	0	45	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
29	0		0	0	0	15	0	0	0	0	84	0
30	0		20	0	0	0	0	0	0	0	0	0
31	67		0		0		0	0		0		0
bulanan	242	317	209	27	17	15	0	0	0	0	133	388
Rmax	75	50	55	20	17	15	0	0	0	0	84	127

Lampiran Tabel 9 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2008

Tanggal	Bulan (mm)											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sep	Okt	Nov	Des
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	60	0	20	0	15	0	0	0	0	0	43	0
3	0	28	50	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	8	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	20	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	13
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	14
9	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	10	0	50	0	0	0	0	0	0	0	0	30
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	24	45
12	0	0	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	49
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	35
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	53
16	86	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	27
17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	60
18	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	0	0	50	0	0	0	0	0	0	0	75	0
21	0	0	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22	40	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
23	43	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	0	90	0	0	0	0	0	0	0	0	22	0
26	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	35	0
27	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	20
28	0	50	0	0	0	0	0	0	0	0	0	60
29	0	45	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
30	0		0	0	0	0	0	0	0	33	0	0
31	0		0		0		0	0		0		24
bulanan	289	247	235	0	15	0	0	0	0	33	203	430
Rmax	86	90	50	0	15	0	0	0	0	33	75	60

Lampiran Tabel 10 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2009

Tanggal	Bulan (mm)											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sep	Okt	Nov	Des
1	9	0	16	10	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	6	26	19	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	10	26	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	22	5	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	120	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	9	0	48	0	0	50	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	25	0	0	0	0	0	0	0
12	12	0	84	0	0	0	0	0	0	0	0	40
13	60	0	0	0	23	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	35
15	0	35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	50	0	0	15	0	0	0	0	0	0	25
17	21	0	73	0	0	0	0	0	0	0	0	50
18	0	0	0	0	21	0	0	0	0	0	0	0
19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	0	18	8	0	0	0	0	0	0	0	0	40
21	10	15	0	10	0	0	0	0	0	0	12	25
22	0	30	0	15	0	0	0	0	0	0	0	0
23	0	15	0	0	23	0	0	0	0	0	0	50
24	0	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	0	21	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
27	0	50	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
28	0	16	0	10	0	0	0	0	0	0	16	0
29	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	15
30	0		20	0	0	0	0	0	0	0	0	15
31	81		5	0	0		0	0		0		0
bulanan	338	373	320	50	107	50	0	0	0	0	28	295
Rmax	120	50	84	15	25	50	0	0	0	0	16	50



Lampiran Tabel 11 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2010

Tanggal	Bulan (mm)											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sep	Okt	Nov	Des
1	25	0	26	25	15	0	0	0	0	0	9	10
2	30	10	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	42	25	25	25	0	9	0	0	0	6	90
4	0	35	20	0	0	13	6	0	0	0	3	10
5	25	40	20	0	20	15	1	0	0	0	10	5
6	40	30	25	35	0	0	0	0	25	0	15	40
7	14	15	40	20	0	15	0	0	15	0	46	0
8	0	30	0	0	21	25	0	0	0	21	0	0
9	0	0	0	25	10	20	0	0	0	27	0	0
10	15	0	12	0	15	0	6	0	0	0	0	10
11	10	0	0	25	15	15	0	0	0	0	10	0
12	0	8	0	30	0	0	8	0	15	0	0	5
13	25	6	0	20	30	0	0	0	0	0	0	0
14	0	10	0	15	10	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	15	15	0	0	0	0	46	0	5
16	0	0	0	30	10	0	0	0	0	18	0	0
17	0	0	0	10	25	0	0	0	0	3	0	7
18	0	25	30	20	0	0	0	0	0	0	0	5
19	15	46	25	0	15	0	0	0	0	0	0	0
20	20	25	0	0	20	0	0	0	10	0	5	10
21	40	20	10	0	0	0	0	0	8	0	6	0
22	25	0	0	15	15	0	0	0	15	0	0	0
23	0	26	0	20	25	0	0	0	14	0	0	10
24	40	20	45	30	35	0	0	10	0	0	0	0
25	40	0	52	25	15	0	0	0	15	0	10	0
26	25	26	0	20	0	0	0	0	0	0	0	12
27	28	32	0	15	0	0	6	0	0	0	0	5
28	5	35	20	20	0	0	0	0	0	0	0	0
29	5		0	0	0	0	0	0	0	8	0	0
30	0		15	0	0	0	0	0	0	0	5	0
31	0		0		0		0	0		19		0
bulanan	427	481	395	440	336	103	36	10	117	142	125	224
Rmax	40	46	52	35	35	25	9	10	25	46	46	90

Lampiran Tabel 12 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2011

Tanggal	Bulan (mm)											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sep	Okt	Nov	Des
1	5	20	20	20	21	0	0	0	0	0	0	0
2	10	25	10	40	7	0	0	0	0	0	0	30
3	0	19	0	39	31	0	0	0	0	0	19	50
4	0	0	3	15	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	7	26	0	0	0	0	0	3	47
6	20	0	0	17	8	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	8	9	0	0	0	0	0	0	30	10
8	10	20	14	0	0	0	0	0	0	0	0	5
9	0	0	0	8	7	0	0	0	0	0	78	0
10	25	0	0	10	0	0	0	0	0	23	0	0
11	0	0	0	30	6	0	0	0	0	0	0	0
12	0	30	20	14	0	0	0	0	0	0	0	25
13	0	7	5	0	10	0	0	0	0	0	3	0
14	10	47	7	30	7	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	13	0	9	0	0	0	0	0	0	0	54
17	0	0	20	8	0	0	0	0	0	0	0	0
18	0	9	0	0	0	0	0	0	0	0	27	43
19	0	0	0	54	0	0	0	0	0	0	0	1
20	5	0	8	0	8	0	0	0	0	0	0	0
21	0	5	0	16	0	0	0	0	0	0	0	9
22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
23	0	10	30	9	0	0	0	0	0	0	33	0
24	4	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7
25	15	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	20
26	21	15	25	28	0	0	0	0	0	0	0	21
27	0	0	24	10	0	0	0	0	0	0	0	25
28	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	21	0
29	6		27	20	20	0	0	0	0	0	2	0
30	18		0	32	15	0	0	0	0	0	60	0
31	26		0		0		0	0		0		57
bulanan	175	228	246	425	166	0	0	0	0	23	276	404
Rmax	26	47	30	54	31	0	0	0	0	23	78	57

Lampiran Tabel 13 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2012

Tanggal	Bulan (mm)											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sep	Okt	Nov	Des
1	72	11	15	0	0	0	0	0	0	0	0	47
2	49	10	0	8	0	0	0	0	0	0	0	31
3	0	24	0	0	9	0	0	0	0	0	0	24
4	0	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	33	0	0	19	0	0	0	0	0	0	0	40
6	24	0	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	9	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	67	0	30	0	0	0	0	0	0	10	0
9	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	32	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	21
11	0	27	0	0	0	0	0	0	0	0	0	22
12	6	21	0	0	0	0	0	0	0	4	0	0
13	0	9	19	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	7	11	0	24	0	0	0	0	0	0	0
15	52	10	7	22	17	0	0	0	0	0	0	28
16	61	55	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	20	0	14	0	0	0	0	0	0	0	0	11
18	16	3	20	0	0	0	0	0	0	0	13	10
19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5	0
20	55	3	21	0	0	0	0	0	0	0	47	10
21	0	4	0	19	0	0	0	0	0	0	0	18
22	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	15
23	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	16
24	4	0	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	9	38	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	0	19	5	0	0	0	0	0	0	0	0	26
27	0	0	35	4	0	0	0	0	0	0	0	64
28	0	23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	30
29	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	20
30	85		0	0	0	0	0	0	0	0	0	45
31	20		0		0		0	0		0		48
bulanan	551	368	196	102	50	0	0	0	0	4	75	526
Rmax	85	67	35	30	24	0	0	0	0	4	47	64

Lampiran Tabel 14 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2013

Tanggal	Bulan (mm)											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sep	Okt	Nov	Des
1	38	0	0	30	10	0	0	0	0	0	0	0
2	30	8	0	10	0	0	0	0	0	0	0	0
3	12	15	8	0	0	15	65	0	0	0	0	0
4	65	25	12	12	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	10	30	0	25	0	0	0	0	0	0
7	22	0	0	0	0	17	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	10	22	20	5	0	0	0	0	0	0
10	0	0	18	0	12	0	0	0	0	0	0	0
11	0	7	22	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	0	0	35	0	18	0	0	0	0	0	0	0
13	0	0	20	12	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	20	25	6	47	5	0	0	0	0	0	0
15	42	19	40	20	0	39	0	0	0	0	5	0
16	0	0	25	25	0	0	0	0	0	0	10	0
17	0	45	21	0	0	0	0	0	0	0	5	0
18	26	0	20	0	0	52	0	0	0	0	0	0
19	47	0	35	8	0	0	0	0	0	0	0	0
20	0	0	0	7	19	0	0	0	0	0	15	0
21	22	0	0	5	8	0	0	0	0	0	0	0
22	30	0	0	0	10	0	7	0	0	0	10	0
23	14	0	0	80	12	0	0	0	0	0	0	0
24	0	0	0	0	70	0	0	0	0	0	0	0
25	11	25	0	0	0	0	0	0	0	0	7	0
26	0	10	0	0	0	8	0	0	0	0	30	0
27	62	50	0	0	42	15	0	0	0	0	0	0
28	66	38	53	5	25	41	0	0	0	0	15	0
29	58		25	0	0	0	0	0	0	0	20	0
30	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
31	0		0		0		0	0		0		0
bulanan	545	262	379	292	293	222	72	0	0	0	117	0
Rmax	66	50	53	80	70	52	65	0	0	0	30	0

Lampiran Tabel 15 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2014

Tanggal	Bulan (mm)											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sep	Okt	Nov	Des
1	0	5	14	19	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	10	20	20	0	0	0	0	0	0	0	1,5
3	22	15	25	25	0	0	0	0	0	0	0	0
4	65	0	30	30	0	0	0	0	0	0	0	0
5	9	0	64	60	0	0	0	0	0	0	0	22
6	15	0	18	19	0	0	0	0	0	0	0	10
7	14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	25
9	0	0	26	0	0	0	0	0	0	0	0	6
10	15	5	58	0	0	0	0	0	0	0	0	5
11	0	0	12	0	0	0	0	0	0	0	0	10
12	0	10	28	0	0	0	0	0	0	0	0	15
13	12	0	56	0	0	0	0	0	0	0	0	20
14	0	0	67	0	0	0	0	0	0	0	0	40
15	0	40	0	0	0	0	0	0	0	0	0	20
16	5	15	3	0	0	0	0	0	0	0	12	62
17	0	70	4	0	0	0	0	0	0	0	0	30,5
18	5	14	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19	0	15	10	0	0	0	0	0	0	0	5,5	134
20	8	10	0	0	0	0	0	0	0	0	7	0
21	0	40	7	0	0	0	0	0	0	0	0	13,5
22	0	50	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6,5
23	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	5	8
24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5
25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	0	8	0	0	0	0	0	0	0	0	14	12,5
27	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	15	23
28	6	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	11
29	5		31	0	0	0	0	0	0	0	30	8
30	0		19	0	0	0	0	0	0	0	1	49
31	0		10		0		0	0		0		0
bulanan	211	347	504	173	0	0	0	0	0	0	89,5	534
Rmax	65	70	67	60	0	0	0	0	0	0	30	134

Lampiran Tabel 16 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2015

Tanggal	Bulan (mm)											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sep	Okt	Nov	Des
1	12	0	14	0	27,5	0	0	0	0	0	0	0
2	20	23	14	10	13	0	0	0	0	0	0	0
3	25	3	2	25	42	0	0	0	0	0	0	0
4	0	40	20	9.5	1	0	0	0	0	0	0	25
5	6,5	63,5	59	7.5	22	0	0	0	0	0	0	24
6	3	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	40
7	0	25	13.5	4.5	0	0	0	0	0	0	0	12,5
8	0	1	0	61.5	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	59	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	5
12	0	84	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	12	3,5	0	38.5	0	0	0	0	0	0	0	0
14	12	25	8.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	65	0	37.5	0	0	0	0	0	0	0	9
16	10	15	26	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	30,5	9	49	0	0	0	0	0	0	0	0	0
18	45	8,5	9.5	17.5	0	0	0	0	0	0	0	0
19	58	15,5	6	2	0	0	0	0	0	0	14	9
20	37	44	37	0	0	0	0	0	0	0	15	0
21	0	44,5	14	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22	2	30	14	0	0	0	0	0	0	0	0	0
23	0	0	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	13,5	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0
25	6	2	0	6.5	0	0	0	0	0	0	1	0
26	7	5	18	0	19	0	0	0	0	0	12	18
27	0	7	0	0	4	0	0	0	0	0	59	20
28	44	4,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	40
29	60,5		0	10	0	0	0	0	0	0	4	30
30	20,5		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
31	9		25		0		0	0		0		2
bulanan	433,5	602	312	47	128,5	0	0	0	0	0	105	234,5
Rmax	60,5	84	59	25	42	0	0	0	0	0	59	40

Lampiran Tabel 17 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2016

Tanggal	Bulan (mm)											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sep	Okt	Nov	Des
1	0	17	6	0	0	0	0	0	0	2	0	0
2	0	13	0	16	4	13	0	0	0	3	0	6
3	0	4	16	1	0	0	2	0	0	5	0	12
4	31,5	0	0	9	0	0	0	0	0	15	0	7
5	0	68	0	15	0	0	0	0	0	0	0	10
6	0	5	15	0	0	0	0	19	9	0	0	0
7	0	31	2	0	0	0	0	0	0	0	0	3
8	0	9	0	0	0	16	0	0	3	6,5	58	2
9	0	2	0	0	0	0	0	0	0	65	0	3
10	0	5	7	1	3,5	0	0	0	0	36,5	23,5	3
11	4	50	4	11,5	0	0	0	0	0	0	0	2
12	0	0	0	6	2	0	5	0	0	57,5	0	0
13	0	6	10	1	0	0	8	19,5	0	1,5	0	5
14	13	0	7	41	0	3	0	31,5	0	32	0	0
15	0	14	12	59	0	3	20	1	0	0	0	4
16	0	81	10	50	0	0	45	0	0	0	23	5
17	0	2	12	3,5	15	8	0	0	0	0	62	2,5
18	0	0	0	0	0	13	15	0	0	0	0	0
19	59	24	1	0	1,5	4,5	17	0	0	0	0	23,5
20	0	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
21	40	15	0	0	37,5	0	0	0	0	0	0	0
22	50	25	0	0	67	0	8	0	0	0	0	0
23	24	14	34	0	3	0	0	0	0	8	0	0
24	1,5	34	0	0	45,5	0	3	0	69	71	13,5	0
25	0	40	5	0	0	0	0	0	2,5	0	5	0
26	17	75	1	0	0	0	0	0	2,5	2	11	15
27	0	85	0	0	3,5	0	0	0	0	0	0	16,5
28	19,5	4	0	2	0	0	0	0	0	0	0	30
29	0	3	0	0	0	4	0	0	0	0	0	20
30	13		0	0	164	0	0	0	0	0	28	35
31	25		0		0		0	0		0		32
bulanan	297,5	626	146	216	346,5	64,5	123	71	86	305	224	236,5
Rmax	59	85	34	59	164	16	45	31,5	69	71	62	35

Lampiran Tabel 18 Curah Hujan Rata-Rata Harian Tahun 2017

Tanggal	Bulan (mm)											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sep	Okt	Nov	Des
1	2	0	0	6	0	0	0	0	0	0	0	3
2	3	40	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	20	40	17	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	74	0	28,5	0	0	0	0	0	0	7	0
5	0	0	0	6	0	0	0	0	0	0	0	10
6	0	0	0	4	0	4	0	0	0	0	0	26
7	0	0	32,5	0	0	0	0	0	0	0	4	21
8	0	0	30	8	15	0	0	0	0	0	0	11
9	0	0	0	26	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	40	0	6	0	0	5	0	0	0	0	0	1
13	45	0	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	40	32	17,5	0	0	0	0	0	0	0	0
15	30	43	3	38,5	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	40	0	0	0	6	0	0	0	0	0	0
17	0	45	2	0	0	0	0	0	0	0	0	7
18	0	30	0	0	0	0	3	0	0	0	0	60
19	0	0	3	4,5	0	0	0	0	0	0	0	1
20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3
21	50	0	0	10	0	8	0	0	0	0	0	0
22	63	3	2	9	0	0	0	0	0	0	27	0
23	32	0	0	0	0	0	0	0	0	0	33	0
24	8	9	0	0	0	0	0	0	0	0	124	0
25	0	8	52	6	0	0	0	0	0	0	0	0
26	10	7	24	2	0	20	0	0	0	0	15	0
27	0	0	2	0	0	0	6	0	0	0	0	2
28	12	0	5	0	0	0	8	0	0	0	14	0
29	10		12	0	0	0	0	0	0	0	11	0
30	25		7	0	0	0	0	0	0	0	7	37
31	2		0		0		0	0		0		0
bulanan	352	379	259,5	166	15	43	17	0	0	0	242	186
Rmax	63	74	52	38,5	15	20	8	0	0	0	124	60



Pipe &  
Precast  
Indonesia



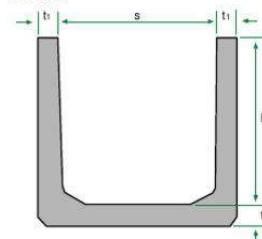
CONCRETE PIPES AND ASSOCIATED PRODUCTS



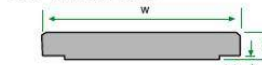
## U-Ditch & Cover

TYPE (mm)	a	b	h	DIMENSIONS	t1	t2	L	WEIGHT (kg)
U 30 X 30 X 240	300	300	50	60	2400	265		
U 30 X 40 X 240	300	400	50	60	2400	325		
U 30 X 50 X 240	300	500	50	60	2400	390		
U 40 X 40 X 120	400	400	50	60	1200	230		
U 40 X 40 X 240	400	400	50	60	2400	465		
U 40 X 50 X 120	400	500	50	60	1200	275		
U 40 X 50 X 240	400	500	50	60	2400	550		
U 40 X 60 X 120	400	600	50	60	1200	300		
U 40 X 60 X 240	400	600	50	60	2400	600		
U 50 X 50 X 120	500	500	70	70	1200	345		
U 50 X 50 X 240	500	500	70	70	2400	690		
U 50 X 60 X 120	500	600	70	70	1200	375		
U 50 X 60 X 240	500	600	70	70	2400	765		
U 50 X 70 X 120	500	700	70	70	1200	405		
U 50 X 70 X 240	500	700	70	70	2400	815		
U 60 X 60 X 120	600	600	70	70	1200	430		
U 60 X 60 X 240	600	600	70	70	2400	830		
U 60 X 70 X 120	600	700	70	70	1200	465		
U 60 X 70 X 240	600	700	70	70	2400	895		
U 60 X 80 X 120	600	800	70	70	1200	510		
U 60 X 80 X 240	600	800	70	70	2400	1020		
U 80 X 80 X 120	800	800	70	100	1200	560		
U 80 X 80 X 240	800	800	70	100	1200	625		
U 80 X 100 X 120	800	1000	70	100	1200	640		
U 100 X 100 X 120	1000	1000	85	85	1200	820		
U 100 X 120 X 120	1000	1200	85	85	1200	900		
U 120 X 100 X 120	1200	1000	95	110	1200	1095		
U 120 X 120 X 120	1200	1200	95	110	1200	1225		
U 120 X 140 X 120	1200	1400	95	110	1200	1355		
U 140 X 140 X 120	1400	1400	115	135	1200	1610		
U 140 X 140 X 240	1400	1400	115	135	2400	3580		
U 140 X 160 X 120	1400	1600	110	135	1200	1935		
U 140 X 160 X 240	1400	1600	110	135	2400	3815		
U 160 X 160 X 120	1600	1600	140	170	1200	2665		
U 160 X 180 X 120	1600	1800	140	170	1200	2965		
U 160 X 180 X 240	1600	1800	140	170	2400	4990		

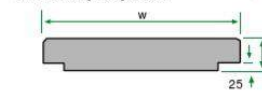
U - Ditch



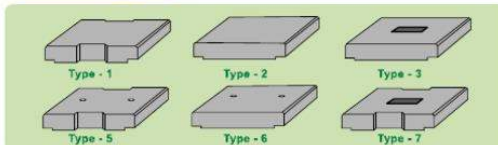
CLU - Light Duty Cover



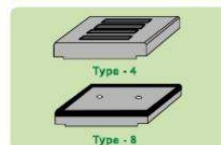
CHU - Heavy Duty Cover



### Standard Type



### Non Standard Type



Light Duty Cover	Thickness (t)	Length (L)	W	Weight (Kg)
CLU 30	60	600	400	35
CLU 40	80	600	500	60
CLU 50	100	600	600	95
CLU 60	100	600	740	110
CLU 80	100	600	940	140
CLU 100	110	1200	1170	395
CLU 120	120	1200	1370	510
CLU 160	200	1200	1890	1130

Heavy Duty Cover	Thickness (t)	Length (L)	W	Weight (Kg)
CHU 30	90	600	400	60
CHU 40	100	600	500	70
CHU 50	120	600	640	110
CHU 60	120	600	740	130
CHU 80	150	1200	940	425
CHU 100	170	1200	1170	565
CHU 120	180	1200	1390	760
CHU 160	250	1200	1890	1420

Notes:

- 1) U-ditch and Cover have each a minimum concrete strength of 28Mpa, respectively.
- 2) Reinforcement shall be as per Detail View, with physical properties of 650Mpa yield strength and 830Mpa ultimate strength.
- 3) Non Standard size and other type of U-ditch such as for crossing, special condition are applied produced on request.



## Lampiran Gambar 7 Brosur Box Culvert Tipe U-ditch



### HW Series volute mixed flow pump

Flow range:180-81700 m<sup>3</sup>/h

Head range:6-18 m

Operation temperature:≤80°C

Matched Power:11-37kw

Material:cast iron and stainless steel

Diameter range: DN150-DN1200mm

Speed: 154-2900rpm

Order

Send E-mail

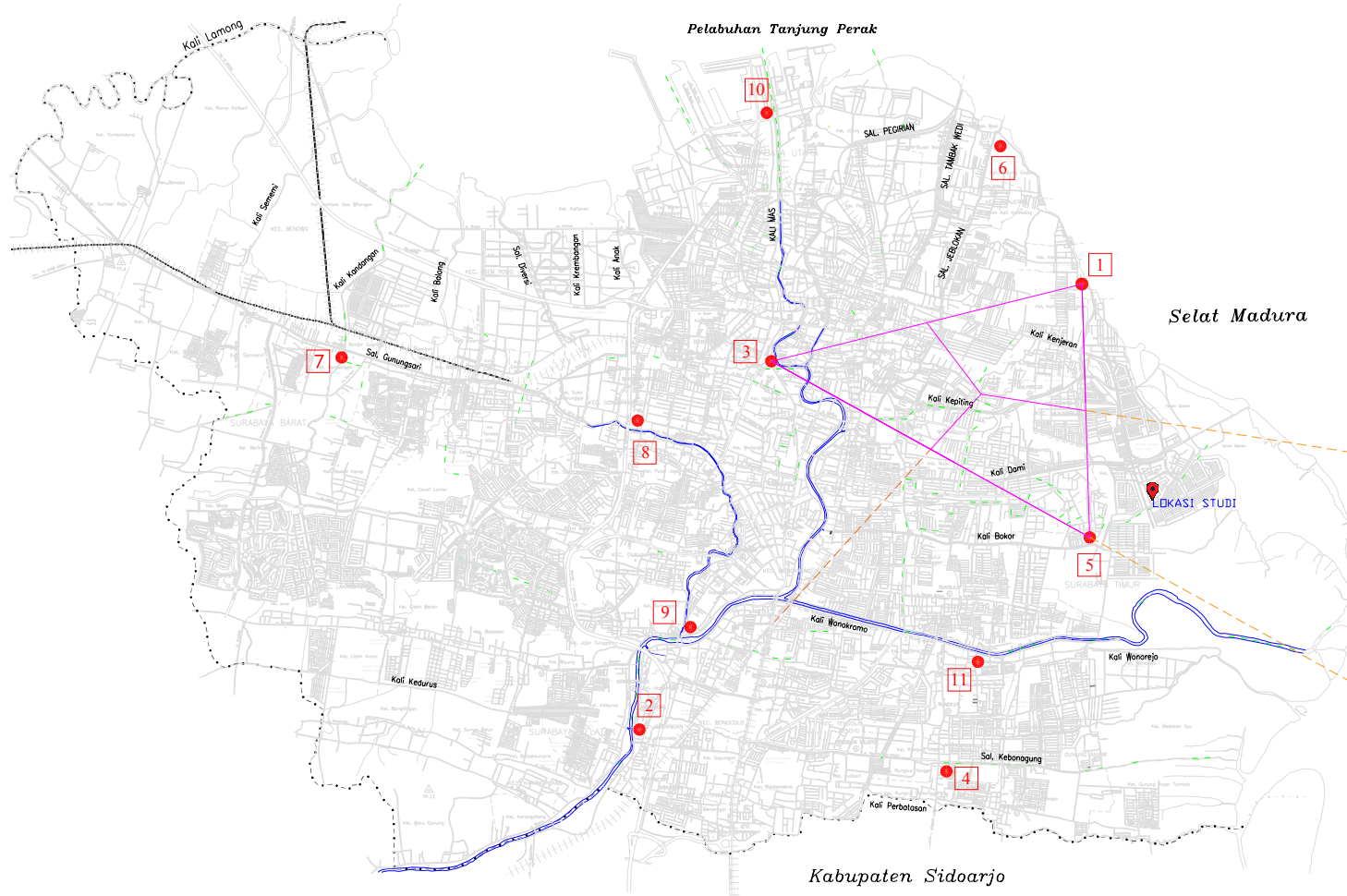
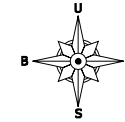
Overview		Features		Product Use		Model		Performance		
Model	Flow		Head	Speed	Diameter mm		Power kw		NPSH	Weight
	M <sup>3</sup> /h	l/s	m	r/min	Inlet	Outlet	M	motor	m	
150HW-5	180	50	5	1450	150	150	82	2.99	2.7	60
150HW-6	180	50	6	1450	150	150	82	3.59	3	68
150HW-7	223	62	9.2	1800	150	150	82	7.07	4	68
150HW-8	180	50	8	1450	150	150	82	4.78	2.7	60
150HW-12	180	50	12.5	2900	150	150	82	7.47	6	55
200HW-5	360	100	5	1450	200	200	81.5	6.01	4	105
200HW-8	360	100	8	1450	200	200	83.5	9.39	4	105
200HW-10	360	100	7	1200	200	200	83.5	8.22	4	130
200HW-12	450	125	10	1450	200	200	83.5	14.68	5	130
200HW-15	500	139	12.2	1600	200	200	83.5	19.91	5.5	130
200HW-12	360	100	12.5	1450	200	200	83.5	14.68	4	105
250HW-5	540	150	5	1180	250	250	82	8.97	4	190
250HW-7	450	125	7	980	250	250	84	10.22	4	168
250HW-8	444	123	5.4	970	250	250	84	7.78	2.7	190
250HW-12	540	150	8	1180	250	250	84	14.01	4	190

Lampiran Gambar 8 Brosur Pompa

250HW-11	450	152	4.8	980	250	250	84	7	4	169
	650	180	11.6	1450	250	250	84	24.37	6	169
	720	200	14.3	1600	250	250	84	33.38	6.5	169
250HW-12	540	150	12.5	1180	250	250	84	21.88	4	190
300HW-5	792	220	5	970	300	300	83	12.99	4	230
300HW-8	792	220	8	970	300	300	85	20.3	4	230
300HW-8A	581	161	3.9	730	300	300	84	7.48	3	230
	780	217	7	980	300	300	84	18.08	4	230
	1035	288	12.3	1300	300	300	84	42.17	5	230
300HW-12	792	220	12.5	970	300	300	85	31.72	4	230
350HW-8	745	207	4.4	730	350	350	85.5	10.44	4	330
	1000	278	8	980	350	350	85.5	25.5	5	330
400HW-7	1260	350	6.8	730	400	400	86	27.13	4	486
	1692	470	12.3	980	400	400	86	65.9	5	486
400HW-10	1400	389	9.94	730	400	400	86	44.3	4	496
	1880	522	18	980	400	400	86	107.1	5	496
500HW-6	1980	550	6.2	580	500	500	87	38.4	5.5	770
	2492	692	9.8	730	500	500	87	76.4	6	770
650HW-5	3312	920	5.1	485	650	650	85	54.1	5.5	1940
	4032	1120	7.55	590	650	650	85	97.5	6	1940
650HW-7	3400	944	6.5	450	650	650	88	68.4	5.3	1940
	3663	1017	7.6	485	650	650	88	86.1	5.5	1940
	4457	1238	11.18	590	650	650	88	154.2	6	1940
650HW-10	4000	1111	14	590	650	650	88	173.3	6	1940
	3322	923	9.7	490	650	650	88	99.7	5.5	1940
700HW-8	4500	1250	7.8	490	700	700	88	108.7	4.5	
800HW-10	5980	1661	12.2	490	800	800	88	225	5.5	3433
800HW-16	7200	2000	17.7	590	800	800	88	394.6	6.5	3433
1200HW-2.5	9600	2667	2.5	154	1200	1200	88	74.3	2	9850
1200HW-6.6	15584	4329	6.6	250	1200	1200	88	318	4	9850
1200HW-9.6	18700	5194	9.5	300	1200	1200	88	550	6	9850

Lampiran Gambar 9 Brosur Pompa

Kabupaten Gresik



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
PROGRAM STUDI SI REGULER  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGN, DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG SISTEM  
DRAINASE PERUMAHAN  
SUKOLOILO PARK REGENCY DI  
SURABAYA TIMUR

NAMA GAMBAR

METODE POLIGON THIESSEN

NAMA MAHASISWA / NRP

SHARFINA CINTANTYA PURWANDANI  
03111440000014

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. UMBORO LASMINTO, S.T.,M.Sc.  
Dr. Ir. EDIJATNO

SKALA GAMBAR

1:100

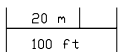
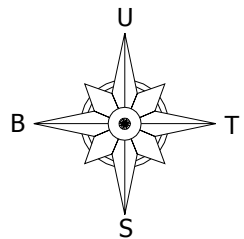
KETERANGAN

Lokasi Stasiun Penakar Curah Hujan

1. Larangan
2. Kebon Agung
3. Gubeng
4. Wonorejo
5. Keputuh
6. Kedung Cowek
7. Kandangan
8. Banyu Urip
9. Gunungsari
10. Perak
11. Wonokromo

HALAMAN

191



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
PROGRAM STUDI SI REGULER  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGN, DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG  
SISTEM DRAINASE  
PERUMAHAN SUKOLILO  
PARK REGENCY DI  
SURABAYA TIMUR

NAMA GAMBAR

SITE PLAN

NAMA MAHASISWA / NRP

SHARFINA CINTANTYA PURWANDANI  
03111440000014

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. UMBORO LASMINTO, S.T.,M.Sc.  
Dr. Ir. EDIJATNO

SKALA GAMBAR

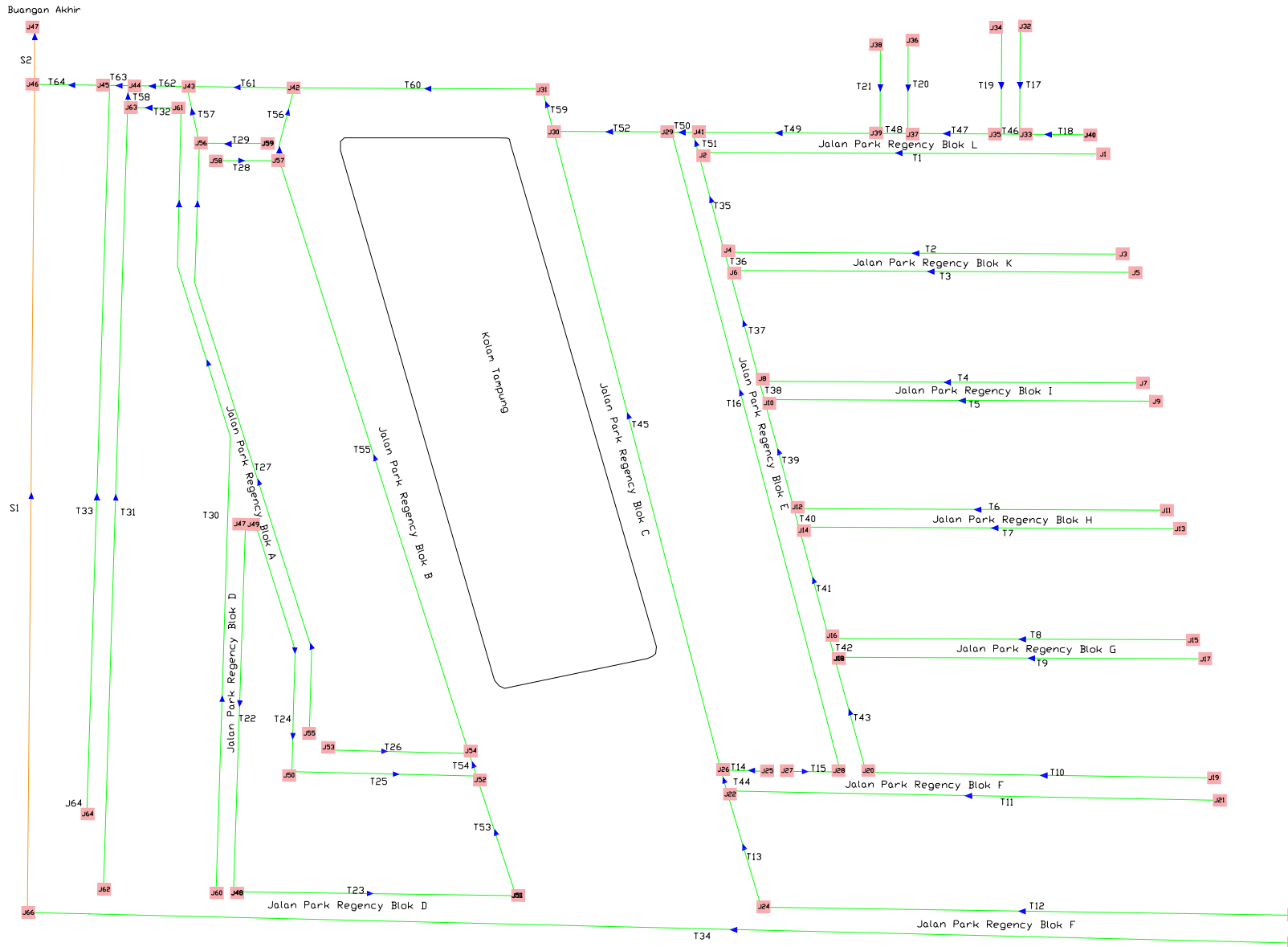
1:2000

KETERANGAN

HALAMAN

192





DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
PROGRAM STUDI SI REGULER  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

## JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG SISTEM  
DRAINASE PERUMAHAN  
SUKOLILO PARK REGENCY DI  
SURABAYA TIMUR

## NAMA GAMBAR

JARINGAN EKSISTING

## NAMA MAHASISWA / NRP

SHARFINA CINTANTYA PURWANDANI

03111440000014

## DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. UMBORO LASMINTO, S.T.,M.Sc.

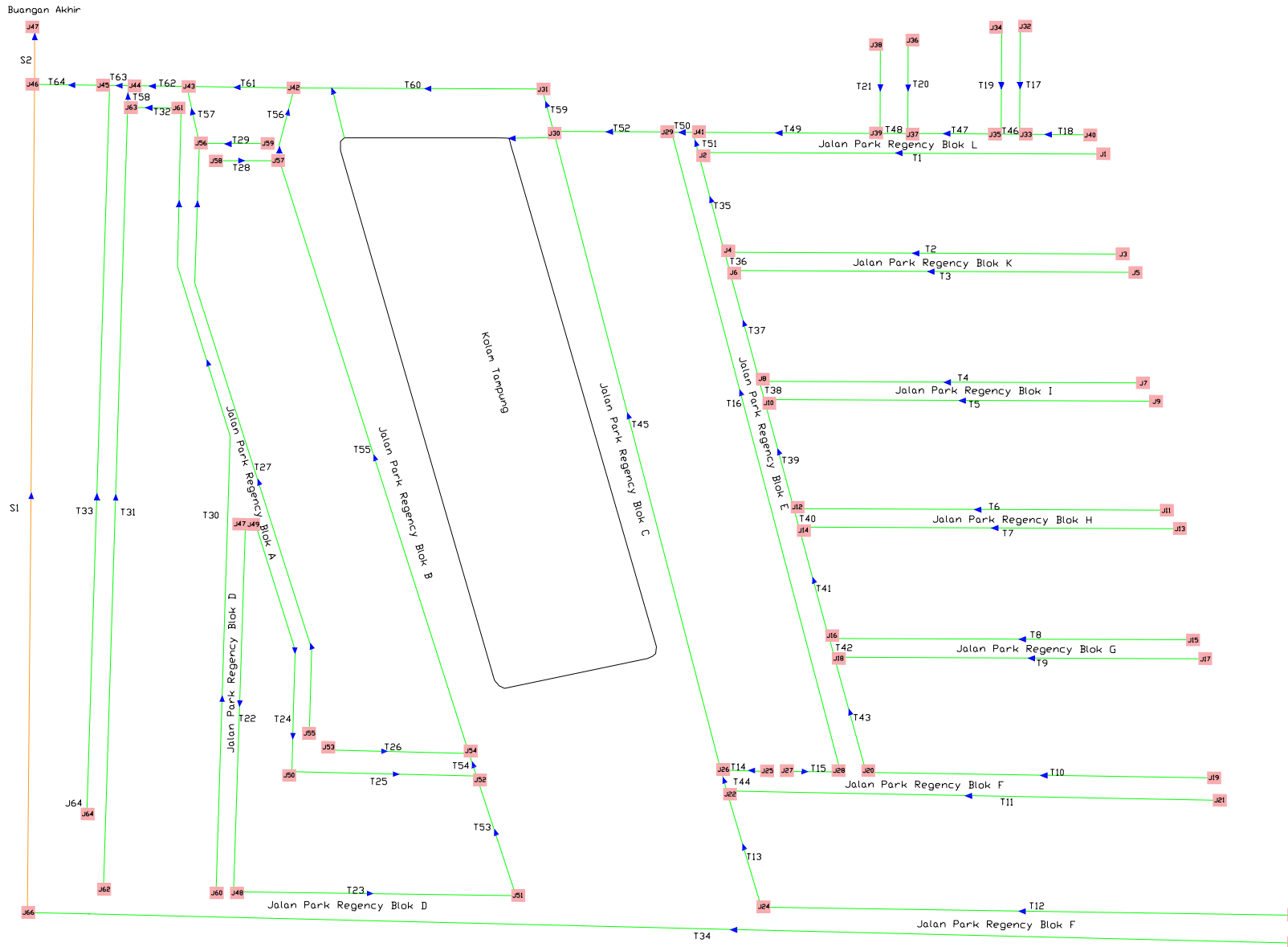
Dr. Ir. EDIJATNO

## SKALA GAMBAR

## KETERANGAN

## HALAMAN

193



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
PROGRAM STUDI SI REGULER  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

## JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG SISTEM  
DRAINASE PERUMAHAN  
SUKOLILO PARK REGENCY DI  
SURABAYA TIMUR

## NAMA GAMBAR

RENCANA JARINGAN

## NAMA MAHASISWA / NRP

SHARFINA CINTANTYA PURWANDANI

03111440000014

## DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. UMBORO LASMINTO, S.T.,M.Sc.

Dr. Ir. EDIJATNO

## SKALA GAMBAR

## KETERANGAN

## HALAMAN

194

## JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG SISTEM  
DRAINASE PERUMAHAN  
SUKOLILO PARK REGENCY DI  
SURABAYA TIMUR

## NAMA GAMBAR

## SKEMA JARINGAN

## NAMA MAHASISWA / NRP

SHARFINA CINTANTYA PURWANDANI

03111440000014

## DOSEN PEMBIMBING

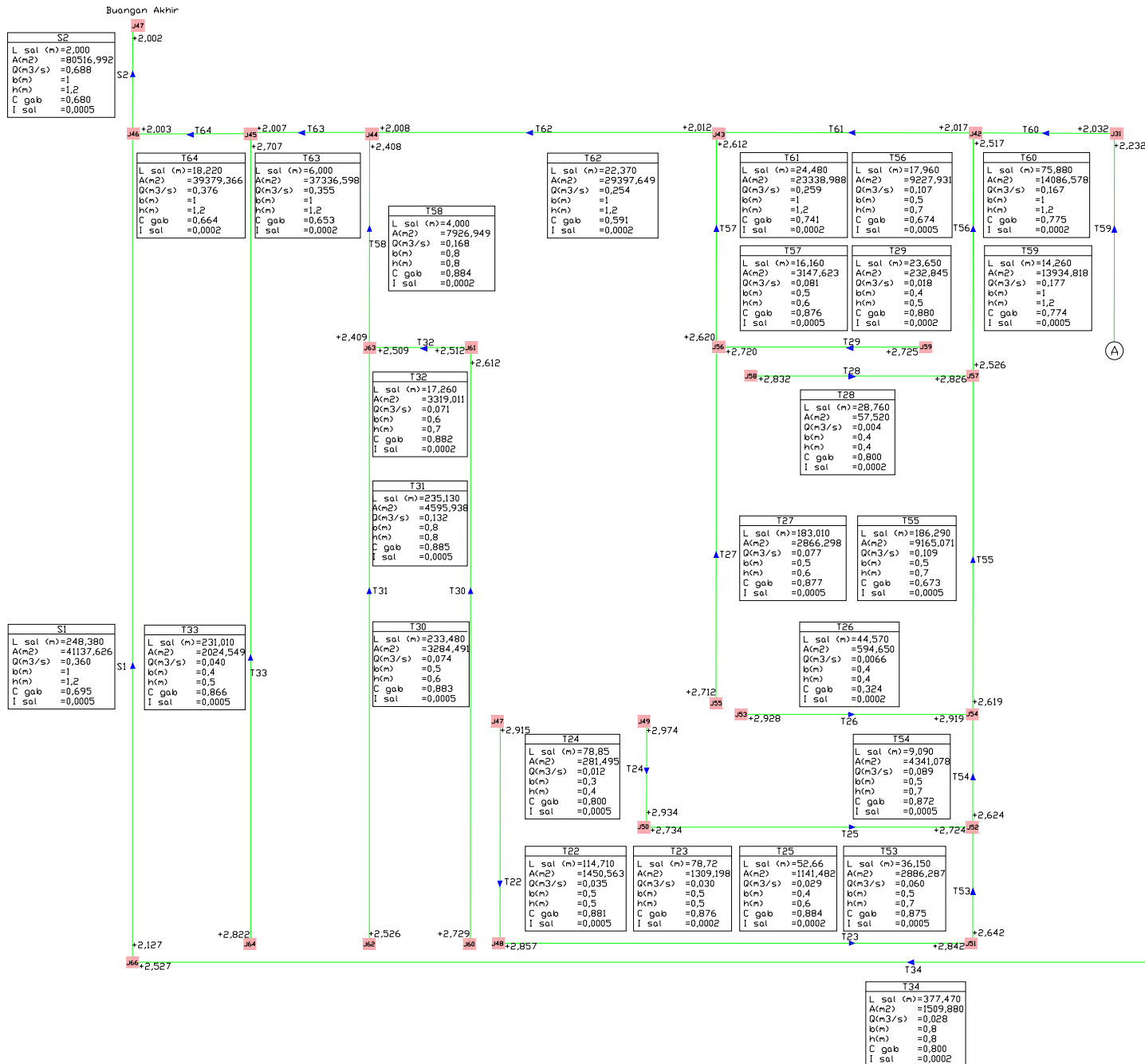
Dr. Techn. UMBORO LASMINTO, S.T.,M.Sc.

Dr. Ir. EDIJATNO

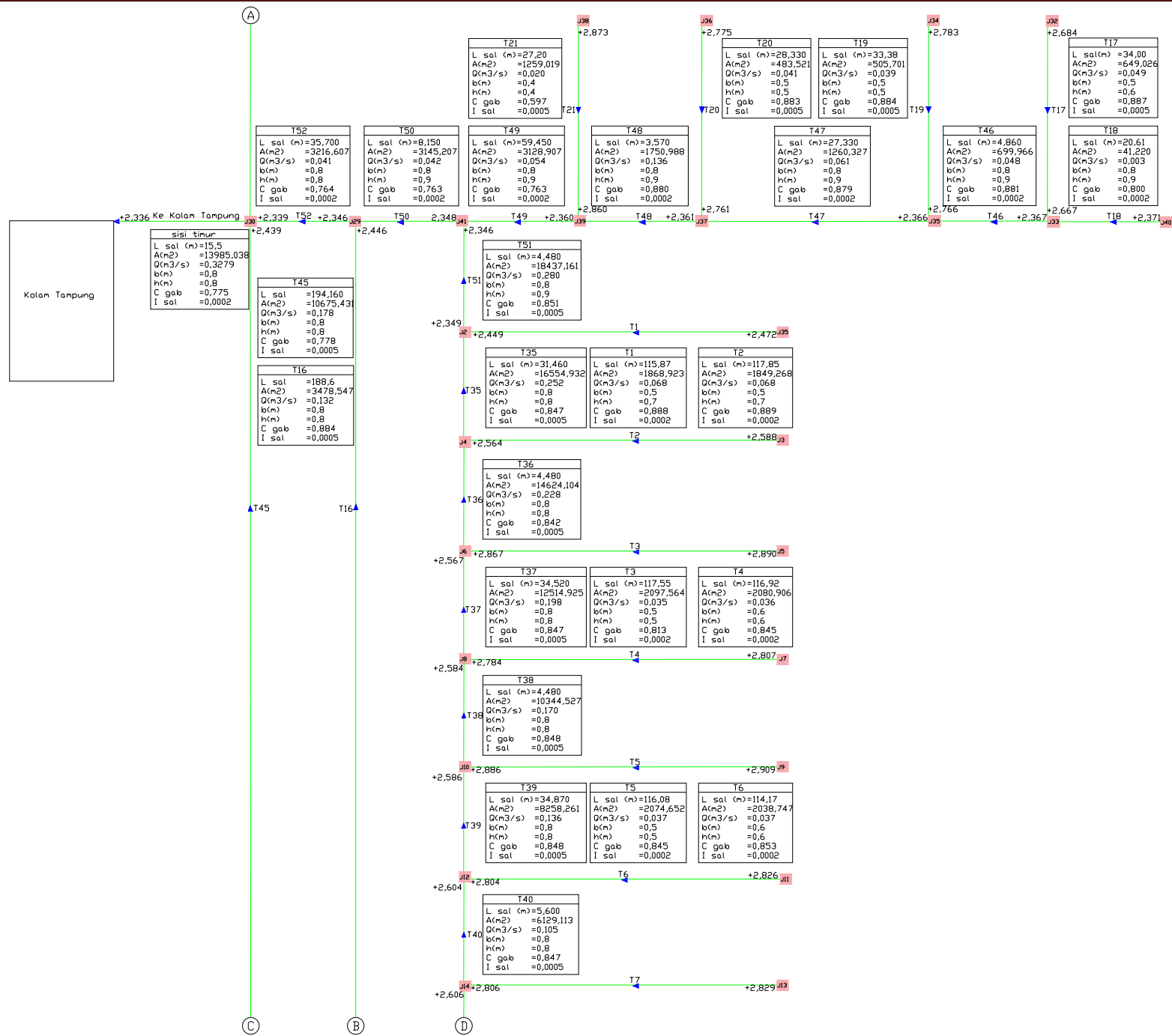
## SKALA GAMBAR

## KETERANGAN

## HALAMAN







DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
PROGRAM STUDI SI REGULER  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGN, DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG SISTEM  
DRAINASE PERUMAHAN  
SUKOLOILO PARK REGENCY DI  
SURABAYA TIMUR

NAMA GAMBAR

SKEMA JARINGAN

NAMA MAHASISWA / NRP

SHARFINA CINTANTYA PURWANDANI  
03111440000014

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. UMBORO LASMINTO, S.T.,M.Sc.  
Dr. Ir. EDIJATNO

SKALA GAMBAR

KETERANGAN

HALAMAN

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG SISTEM  
DRAINASE PERUMAHAN  
SUKOLILO PARK REGENCY DI  
SURABAYA TIMUR

NAMA GAMBAR

SKEMA JARINGAN

NAMA MAHASISWA / NRP

SHARFINA CINTANTYA PURWANDANI

03111440000014

DOSEN PEMBIMBING

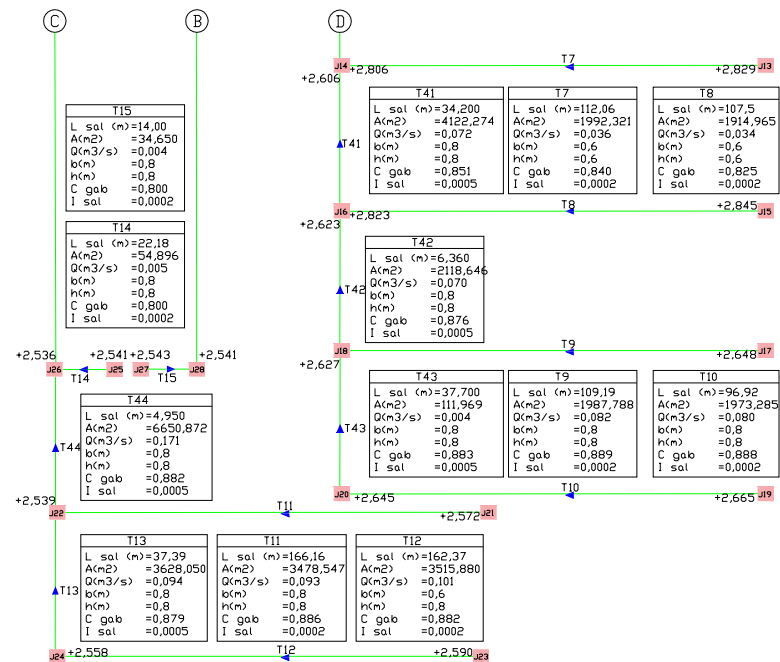
Dr. Techn. UMBORO LASMINTO, S.T.,M.Sc.

Dr. Ir. EDIJATNO

SKALA GAMBAR

KETERANGAN

HALAMAN



JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG SISTEM  
DRAINASE PERUMAHAN  
SUKOLILO PARK REGENCY DI  
SURABAYA TIMUR

NAMA GAMBAR

POTONGAN MELINTANG  
SALURAN (U-DITCH)

NAMA MAHASISWA / NRP

SHARFINA CINTANTYA PURWANDANI

03111440000014

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. UMBORO LASMINTO, S.T.,M.Sc.

Dr. Ir. EDIJATNO

SKALA GAMBAR

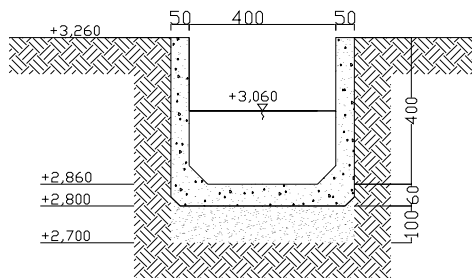
1 : 20

KETERANGAN

SATUAN DALAM MM

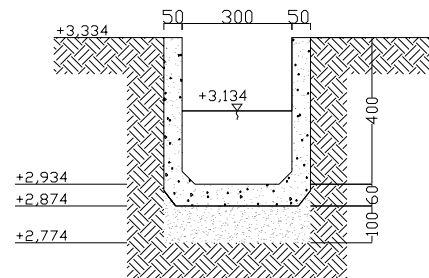
HALAMAN

198



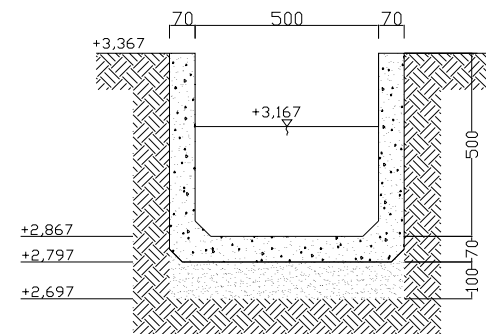
POTONGAN MELINTANG SALURAN T21

1 : 20



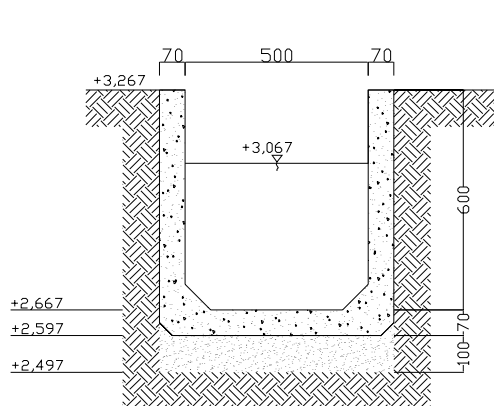
POTONGAN MELINTANG SALURAN T24

1 : 20



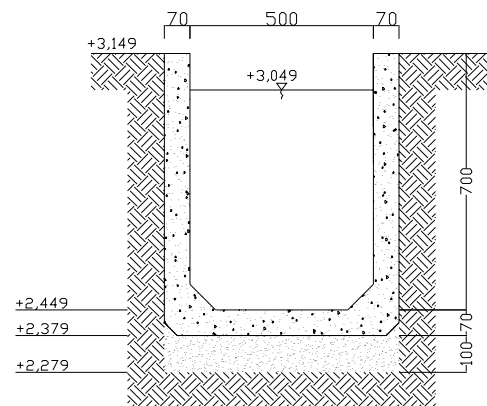
POTONGAN MELINTANG SALURAN T3

1 : 20



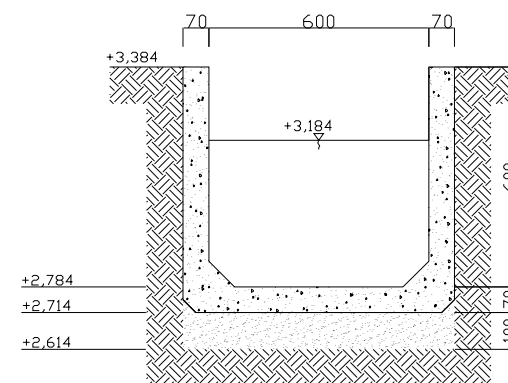
POTONGAN MELINTANG SALURAN T17

1 : 20



POTONGAN MELINTANG SALURAN T1

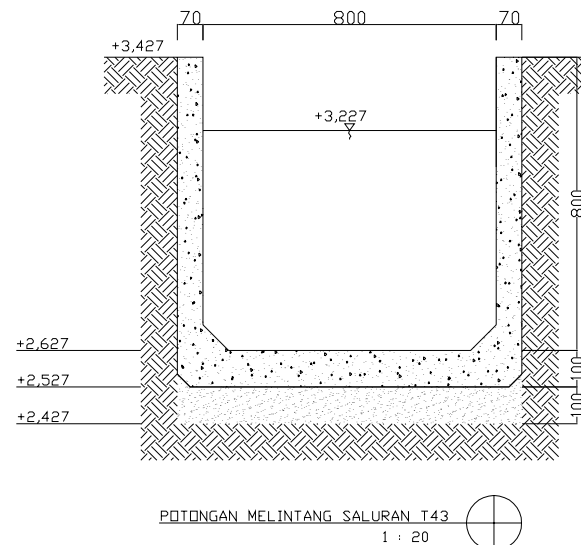
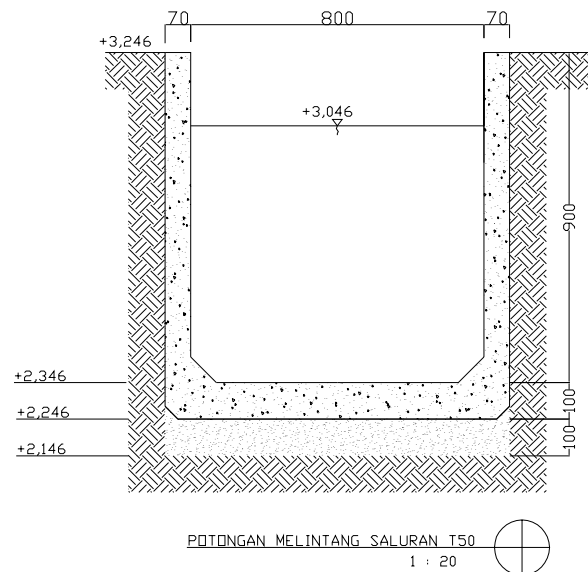
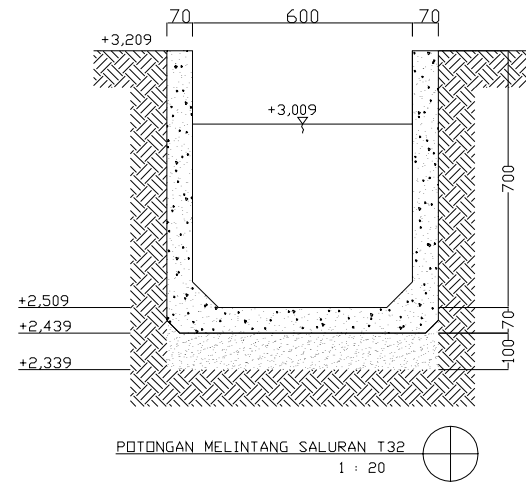
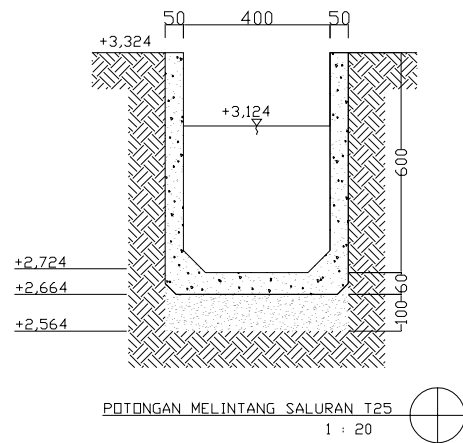
1 : 20



POTONGAN MELINTANG SALURAN T4

1 : 20





DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
PROGRAM STUDI SI REGULER  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG SISTEM  
DRAINASE PERUMAHAN  
SUKOLILO PARK REGENCY DI  
SURABAYA TIMUR

NAMA GAMBAR

POTONGAN MELINTANG  
SALURAN (U-DITCH)

NAMA MAHASISWA / NRP

SHARFINA CINTANTYA PURWANDANI  
03111440000014

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. UMBORO LASMINTO, S.T.,M.Sc.  
Dr. Ir. EDIJATNO

SKALA GAMBAR

1 : 20

KETERANGAN

SATUAN DALAM MM

HALAMAN

199

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG SISTEM  
DRAINASE PERUMAHAN  
SUKOLILO PARK REGENCY DI  
SURABAYA TIMUR

NAMA GAMBAR

POTONGAN MELINTANG  
SALURAN (U-DITCH)

NAMA MAHASISWA / NRP

SHARFINA CINTANTYA PURWANDANI  
03111440000014

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. UMBORO LASMINTO, S.T.,M.Sc.  
Dr. Ir. EDIJATNO

SKALA GAMBAR

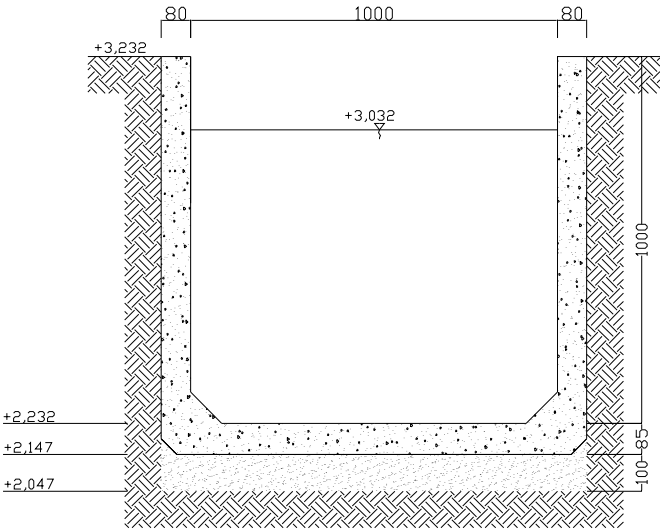
1 : 20

KETERANGAN

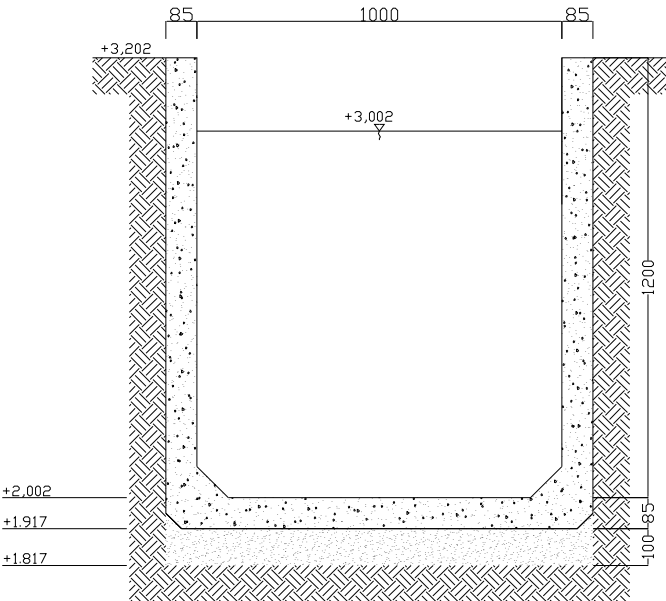
SATUAN DALAM MM

HALAMAN

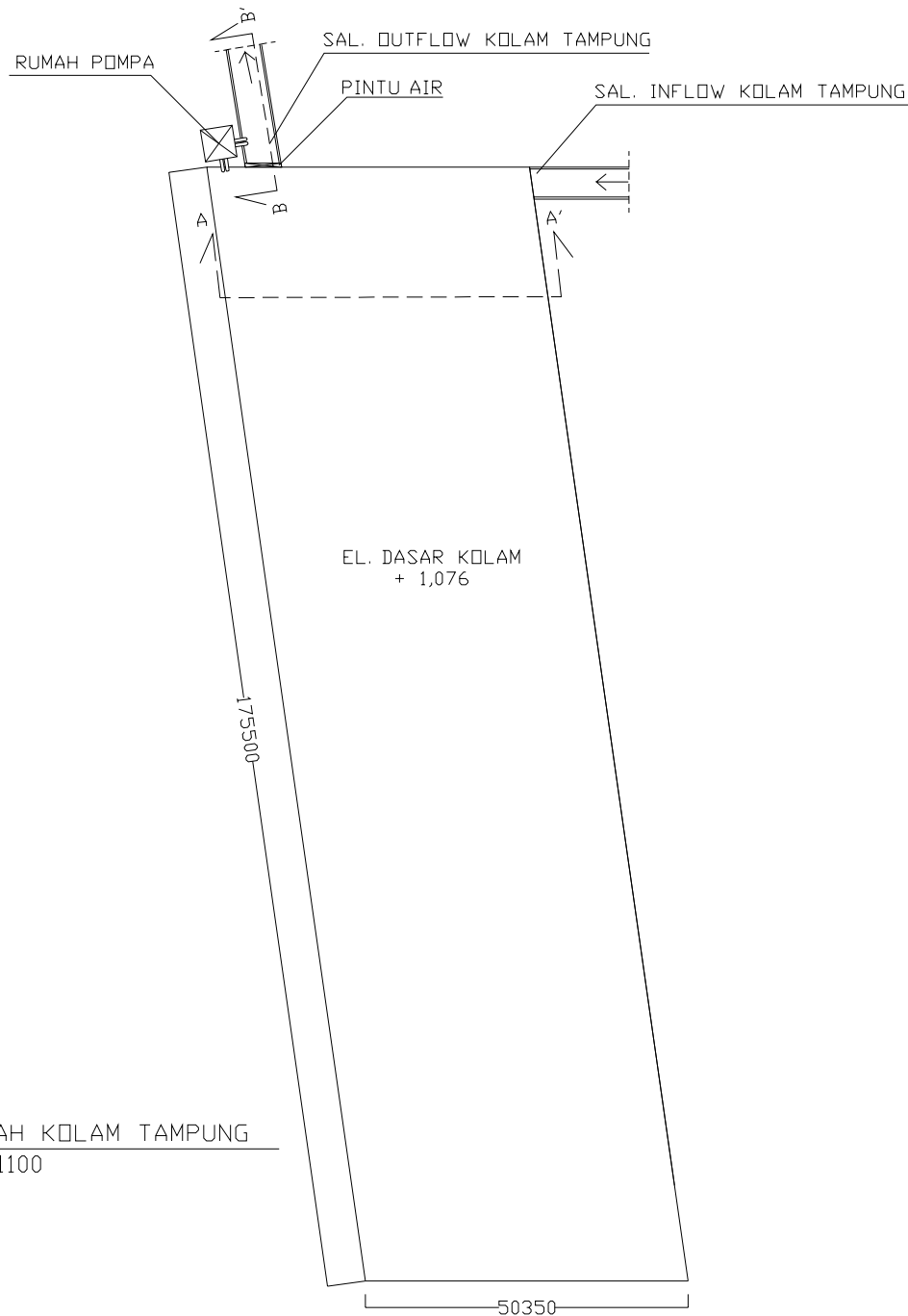
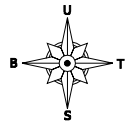
200



POTONGAN MELINTANG SALURAN T59  
1 : 20



POTONGAN MELINTANG SALURAN S2  
1 : 20



DENAH KOLAM TAMPUNG  
1 : 1100

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
PROGRAM STUDI SI REGULER  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGN, DAN  
KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG  
SISTEM DRAINASE  
PERUMAHAN SUKOLILO  
PARK REGENCY DI  
SURABAYA TIMUR

NAMA GAMBAR

DENAH KOLAM TAMPUNG

NAMA MAHASISWA / NRP

SHARFINA CINTANTYA PURWANDANI  
03111440000014

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. UMBORO LASMINTO, S.T.,M.Sc.  
Dr. Ir. EDIJATNO

SKALA GAMBAR

1:1100

KETERANGAN

SATUAN DALAM MM

HALAMAN

201

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG  
SISTEM DRAINASE  
PERUMAHAN SUKOLILO  
PARK REGENCY DI  
SURABAYA TIMUR

NAMA GAMBAR

POTONGAN KOLAM TAMPUNG

NAMA MAHASISWA / NRP

SHARFINA CINTANTYA PURWANDANI  
03111440000014

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. UMBORO LASMINTO, S.T.,M.Sc.  
Dr. Ir. EDIJATNO

SKALA GAMBAR

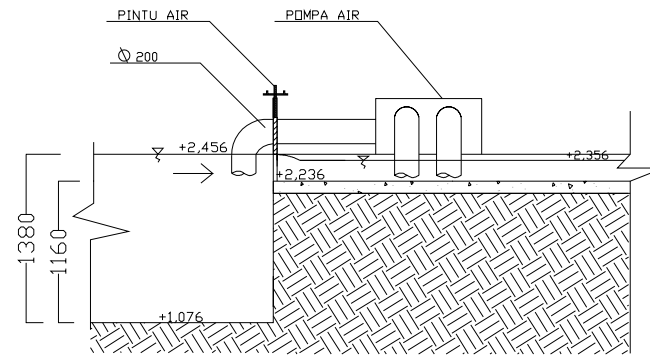
1 : 60

KETERANGAN

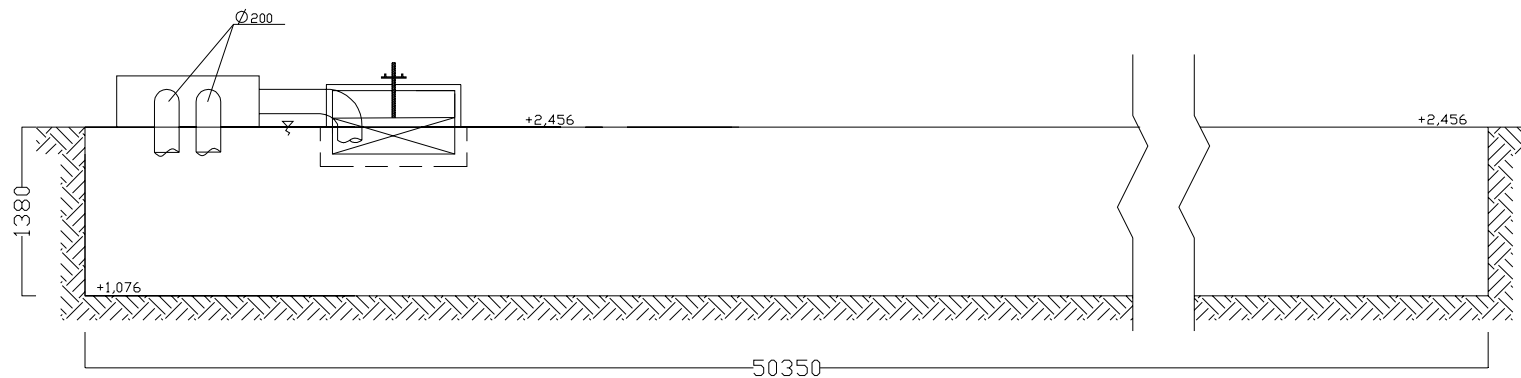
SATUAN DALAM MM

HALAMAN

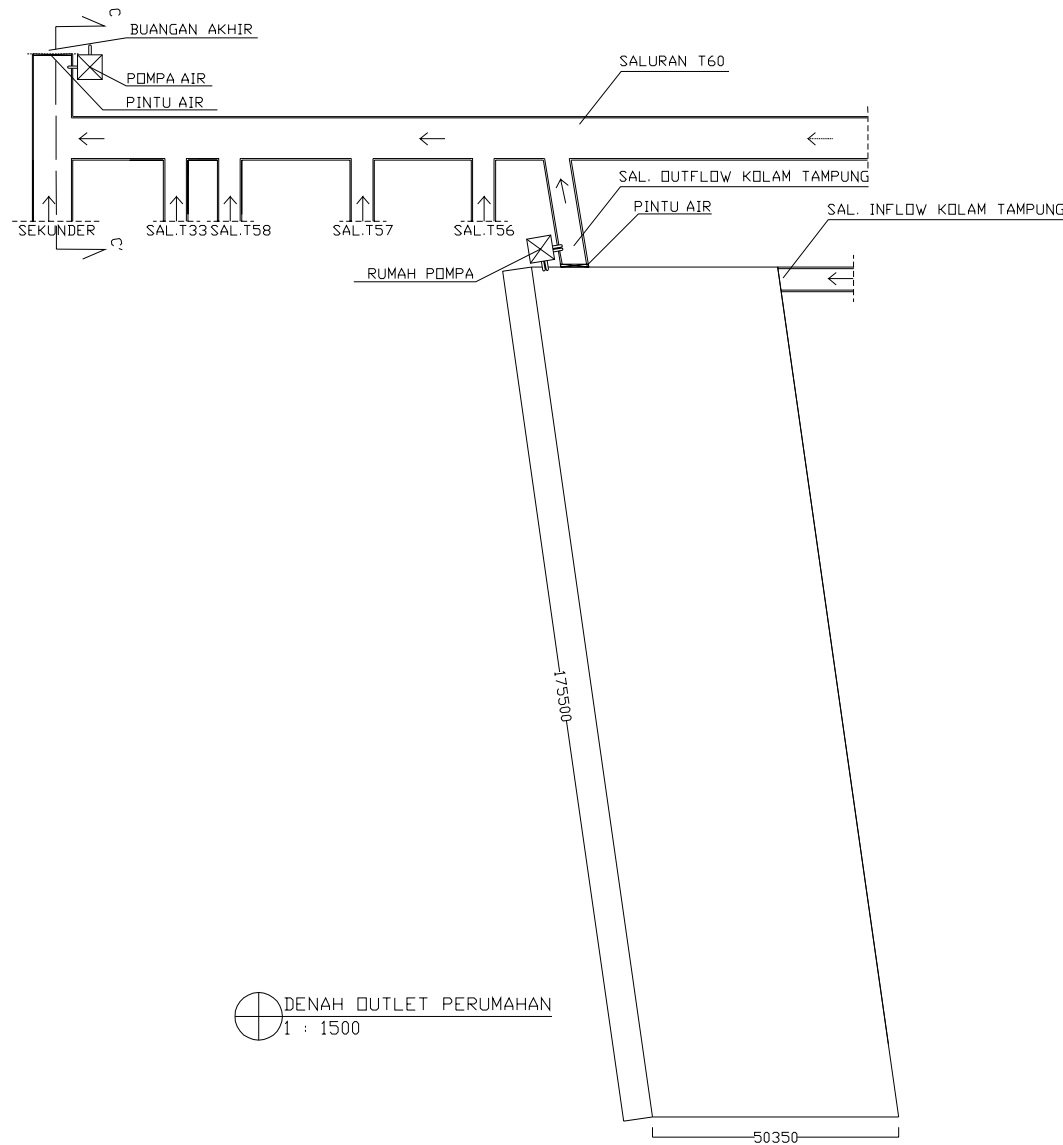
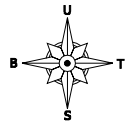
202



POTONGAN B-B'  
1 : 60



POTONGAN A-A'  
1 : 60



DENAH OUTLET PERUMAHAN  
1 : 1500

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
PROGRAM STUDI SI REGULER  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG  
SISTEM DRAINASE  
PERUMAHAN SUKOLILO  
PARK REGENCY DI  
SURABAYA TIMUR

NAMA GAMBAR

DENAH OUTLET PERUMAHAN

NAMA MAHASISWA / NRP

SHARFINA CINTANTYA PURWANDANI

03111440000014

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. UMBORO LASMINTO, S.T.,M.Sc.

Dr. Ir. EDIJATNO

SKALA GAMBAR

1:1500

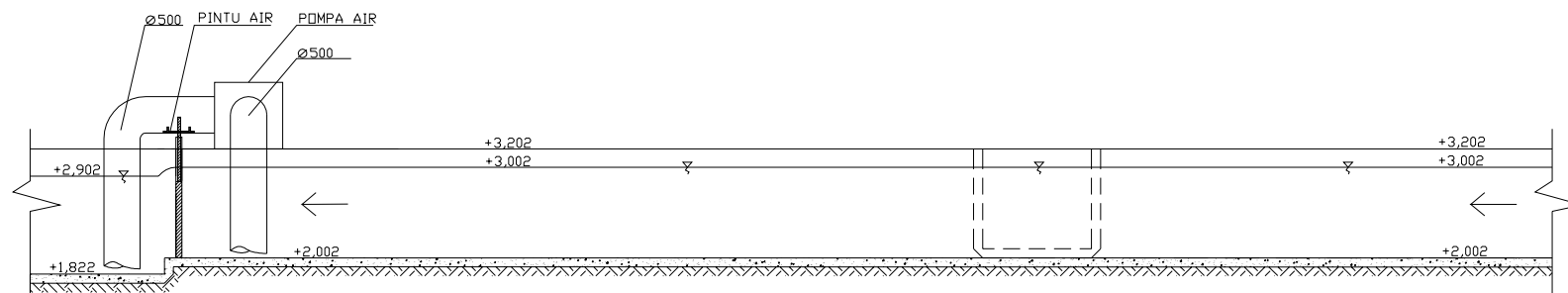
KETERANGAN

SATUAN DALAM MM

HALAMAN

203





POTONGAN C-C'  
1 : 80

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
PROGRAM STUDI SI REGULER  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGN, DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG SISTEM  
DRAINASE PERUMAHAN  
SUKOLILO PARK REGENCY DI  
SURABAYA TIMUR

NAMA GAMBAR

POTONGAN OUTLET PERUMAHAN

NAMA MAHASISWA / NRP

SHARFINA CINTANTYA PURWANDANI  
03111440000014

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. UMBORO LASMINTO, S.T.,M.Sc.  
Dr. Ir. EDIJATNO

SKALA GAMBAR

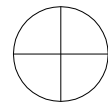
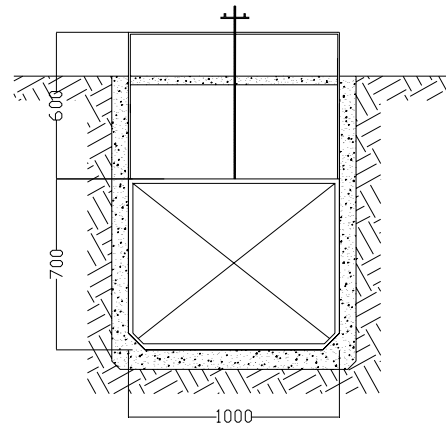
1 : 80

KETERANGAN

SATUAN DALAM MM

HALAMAN

204



POTONGAN PINTU AIR HILIR SALURAN

1 : 30

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
PROGRAM STUDI SI REGULER  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGN, DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG SISTEM  
DRAINASE PERUMAHAN  
SUKOLILO PARK REGENCY DI  
SURABAYA TIMUR

NAMA GAMBAR

POTONGAN PINTU AIR

NAMA MAHASISWA / NRP

SHARFINA CINTANTYA PURWANDANI  
03111440000014

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. UMBORO LASMINTO, S.T.,M.Sc.  
Dr. Ir. EDIJATNO

SKALA GAMBAR

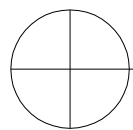
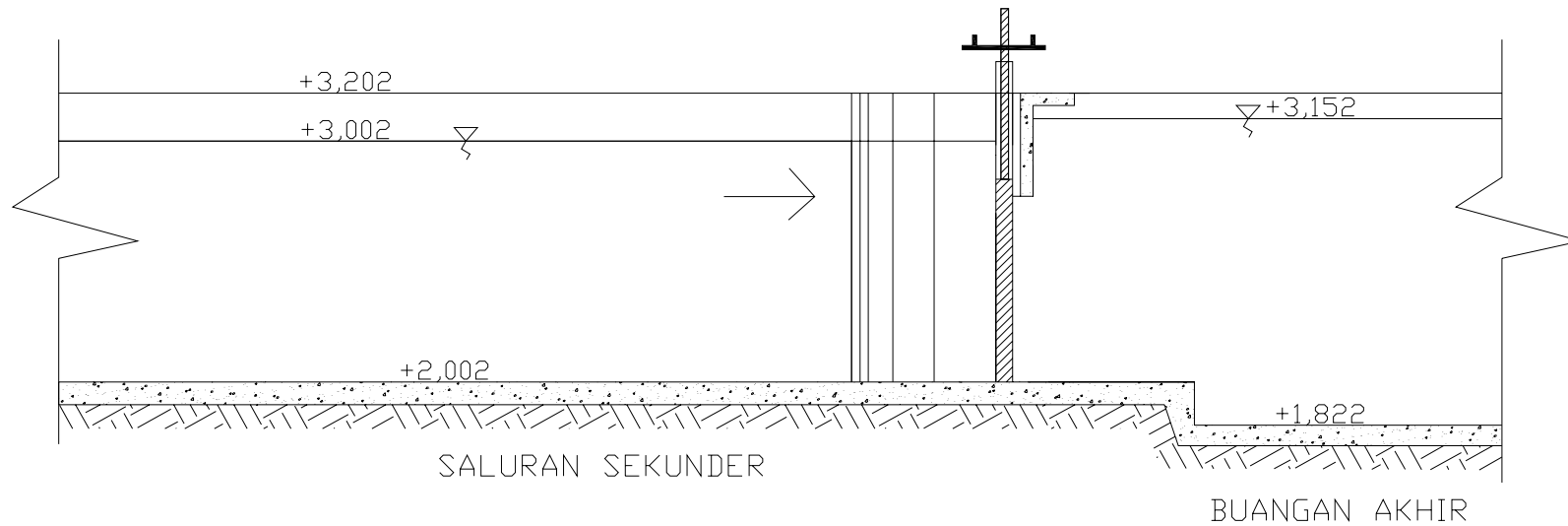
1 : 30

KETERANGAN

SATUAN DALAM MM

HALAMAN

205



SKETSA BACKWATER PADA HILIR SALURAN

1 : 30

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
PROGRAM STUDI SI REGULER  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGN, DAN KEBUMIHAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG  
SISTEM DRAINASE  
PERUMAHAN SUKOLILO  
PARK REGENCY DI  
SURABAYA TIMUR

NAMA GAMBAR

SKETSA BACKWATER PADA  
HILIR SALURAN

NAMA MAHASISWA / NRP

SHARFINA CINTANTYA PURWANDANI  
03111440000014

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Techn. UMBORO LASMINTO, S.T.,M.Sc.  
Dr. Ir. EDIJATNO

SKALA GAMBAR

1 : 30

KETERANGAN

SATUAN DALAM MM

HALAMAN

206

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN  
**PROGRAM SARJANA (S1)**  
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK – ITS

**BERITA ACARA PENYELENGGARAAN UJIAN  
SEMINAR DAN LISAN  
TUGAS AKHIR**

Pada hari ini **Rabu** tanggal **11 Juli 2018** jam **09.00 WIB** telah diselenggarakan **UJIAN SEMINAR DAN LISAN TUGAS AKHIR** Program Sarjana (S1) Departemen Teknik Sipil FTSLK-ITS bagi mahasiswa:

NRP	Nama	Judul Tugas Akhir
03111440000014	Sharfina Cintantya Purwandani	Perencanaan Ulang Sistem Drainase Perumahan Sukolilo Park Regency di Surabaya Timur

Dengan Hasil :

<input type="checkbox"/> Lulus Tanpa Perbaikan	<input type="checkbox"/> Mengulang Ujian Seminar dan Lisan
<input checked="" type="checkbox"/> Lulus Dengan Perbaikan	<input type="checkbox"/> Mengulang Ujian Lisan


Dengan perbaikan/penyempurnaan yang harus dilakukan adalah :

- panya di Cele Lgi

- penulisan.

Tim Penguji (Anggota)	Tanda Tangan
Ir. Bambang Sarwono, MSc	
M. Bagus Ansori, ST. MT	

Surabaya, 11 Juli 2018  
Dosen Pembimbing I  
(Ketua)

  
**Dr. techn. Umboro Lasminto, ST. MSc**

Dosen Pembimbing 2  
(Sekretaris)

  
**Dr. Ir. Edijatno**



Form AK/TA-04  
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Dr.techn. Umboro Lasminto, ST. MSc.
NAMA MAHASISWA	: Sharfina Cintantya Purwandani
NRP	: 03111440000019
JUDUL TUGAS AKHIR	: Perencanaan Ulang Sistem Drainase Perumahan Sukolilo Park Regency di Surabaya Timur
TANGGAL PROPOSAL	: 30 Januari 2018
NO. SP-MMTA	: 020237 / IT2.V1.4.1 / PP.05.02.00/2018

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	2/4/18	Cerah ingk ok.	belly koef pengaliran	
2.	17/4/18	- Elevasi - Outlet diperumahan dibuat 1 - Kemiringan rencana dari kontur	minggu 3 sub DAS. Hidrolika selesai	
3.	3/5/18	- Manning - Perubahan dimensi saluran (memakai Uditch / tdk) - Volume tampungan - Periode Ulang Thn. Primer	Elevasi, Kolam tampung, Perhitungan Uditch	
4.	9/5/18	- Perhitungan Uditch - Perhitungan Kolam tampung	Hidrograf Perhitungan kolam tampung	
5	21/5/18	- Perbaiki hidrograf - Perbaiki perhitungan kolam tampung (Yg masuk kolam tampung bagian timur, yg barat dialirkan ke tambak) - Perhitungan kolam tampung - hidrograf - Laporan	Perhitungan kolam tampung dengan hidrograf  Laporan	
	16/6/18			





Form AK/TA-04  
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Dr. Ir. Edijatno
NAMA MAHASISWA	: Sharfina Cintanty Purwandani
NRP	: 03111440000019
JUDUL TUGAS AKHIR	: Perencanaan Ulang Sistem Drainase Perumahan Sukolilo Park Regency di Surabaya Timur
TANGGAL PROPOSAL	: 30 Januari 2018
NO. SP-MMTA	: 020237 / IT 2. VI. 4.1 / PP. 05.0200 / 2018

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	16/3/18	Data curah hujan 2006-2017 ke DPU Paketingan Sby	Mengolah data hujan 18 th 2000 - 2017	
2	4/4/18	- Data yg dipakai $Q_2, Q_5, Q_{10}$ - Dipenulisan dijelaskan alasan memakai $Q_5$ th	Menghitung koefisien pengaliran masing-masing sub DAS	
3	10/4/18	Metode mencari elevasi	Menentukan elevasi	
4	16/4/18	- Elevasi - Kemiringan rencana	Elevasi OK Kemiringan rencana OK	
5	30/4/18	- Saluran direncanakan pakai U-Ditch / tidak - Cek di SDMP untuk saluran primer pakai periode ulang berapa thn.	Cek n manning eksisting & U ditch	
6	16/5/18	- n manning eksisting = 0,02 n manning Uditch = 0,015 Cek di excel	Membuat hidrograf dan mencoba menghitung routing pompa	
7	16/5/18	- Perhitungan routing pompa dicoba kedalam dead storage di pompa s.d 0,5 m - Perhitungan hidrograf superposisi	Hidrograf	

## BIODATA PENULIS



Sharfina Cintantya Purwandani.

Penulis dilahirkan di Kediri pada 16 Januari 1996. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Dharmawanita Pakunden (Kediri), SD Negeri Burengan 2 (Kediri), SMP Negeri 1 (Kediri), dan SMA Negeri 2 (Kediri). Pada tahun 2014 penulis diterima di Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Lingkungan dan Kebumihan (FTSLK), Institut Teknologi Sepuluh Nopember, terdaftar dengan NRP 03111440000014.

Penulis mengambil bidang studi Hidroteknik pada semester tujuh. Selama menempuh pendidikan di Departemen Teknik Sipil ITS penulis aktif dalam organisasi Himpunan Mahasiswa Sipil ITS yaitu Divisi CITRA (Civil ITS Tradisi Juara). Pada tahun 2015 penulis memperoleh Pendanaan Program Keilmiah Mahasiswa Bidang Karya Cipta oleh Menristek Dikti, penulis juga pernah memperoleh Juara III dan *best* poster dalam kompetisi *Paper Competition of Civil Expo ITS* tahun 2017. Bagi penulis merupakan kebanggaan apabila Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi pembaca. Untuk pembaca yang ingin berdiskusi, memberikan saran atau masukan dapat berkorespondensi melalui email [sharfinacp@gmail.com](mailto:sharfinacp@gmail.com).